

SveBeFo



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG 2002

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 20 MARS 2002**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 20, 2002**

FÖRORD

Årets bergmekanikdag bjuder på inlägg om behovet av helhetssyn för att effektivt och på miljömässigt goda grunder bryta och bygga i berg. Det rör både faktiska roller och attityder i den samverkan som måste ske från tidiga planeringsstadier till färdig anläggning, och det rör både teknikfrågor och omgivningspåverkan, där kraven från samhället ständigt ökar. Med vilken rätt kan alltid diskuteras. Till sist är det en fråga om bästa användning av begränsade ekonomiska resurser, när vi vill skapa nya nyttigheter och samtidigt värna om det bestående.

Dagens program behandlar också traditionella bergmekaniska frågeställningar som sprickpropagering, hantering av bergmassans sprickstrukturer, stabilitetsanalyser för tunnlar, slänter och gruvor, och ett par fallstudier, denna gång i form av gaslager.

Innehållet speglar vad som är uppenbart för oss alla som arbetar inom området, vi måste både behärska de kvalificerade tekniska problemen och kunna hantera dem i sina större sammanhang. Vi ser idag en - milt uttryckt - oroande tendens, nämligen att samhället inte längre tar ett ansvar för den kompetensförsörjning som är nödvändig för planerade mycket omfattande investeringar i infrastruktur, i gruv- och mineralindustri och andra basverksamheter, investeringar som är nödvändiga för en uthållig samhällsutveckling, den må sedan kryddas med aldrig så mycket av spjutspetsteknologi och heta framtidsnischer. Den goda och väl fungerande grunden är en nödvändig förutsättning för "allt det andra".

Det är inte bara FoU inom berg-, gruv- och mineralteknik som kommer tillkorta som följd av den stora politiska omdaning av statens former för forskningsfinansiering. Många aktioner pågår och vi ser fram emot att de bredare initiativ som tas på olika håll ska resultera i att man finner nya vägar både för finansiering av högre utbildning och forskning inom gruv- och anläggningssektorn.

Glädjeämnet för er yngre, som är i början av er karriär, må vara att ni som satsar väl på er förkovran inom detta fascinerande teknikområde kommer att vara ständigt efterfrågade. En liten grupp specialister kommer inte att sakna arbetsuppgifter! Även framtiden kommer att behöva sina kvalificerade bergmekaniker!

Stockholm i februari 2002

Tomas Franzén

INNEHÅLL

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

STABILITET PÅ STORA DJUP

STABILITY AT GREAT DEPTHS

Sessionsordförande: Eva Hakami, Itasca Geomekanik

Invited lecture:

Pragmatism, fracture geometry, and rock engineering 1

John P Harrison, Imperial Collage, London, UK

Simulering av sprickpropagering kring bergborrhål med fracod^{2D} 19

Simulation of fracture propagation and borehole breakouts using fracod^{2D}

Ove Stephansson, KTH & GeoForschungsZentrum, Potsdam, Germany,

B. Shen, CSIRO Exploration and Mining, Kenmore, Brisbane, Australia,

M. Rinne, FRACOM, Kyrkslätt, Finland,

T. Backers, GeoForschungsZentrum, Potsdam, Germany

Från kartering till spricknätverksmodell 31

From fracture mapping to discrete fracture model

Peter Starzec, Geologi, Chalmers tekniska högskola, Johan Andersson, JA Streamflow

GREPP OM PROJEKTET?

CONTROL OF THE PROJECT?

Sessionsordförande: Axel Hallin, Golder Associates

Strategi för att upprätta bergmekanisk platsbeskrivning 43

Strategy for rock mechanics site descriptive modelling

Johan Andersson, JA Streamflow, Rolf Christiansson, SKB,

John A. Hudson, Rock Engineering Consultants, UK

Förundersökningar för miljöprövning	53
Pre-investigations aimed for application to the environmental court <i>Börge Knutsson, Citytunnelprojektet</i>	
Undermarksbyggande behöver bergmekaniker med helhetssyn	65
Underground construction requires rock mechanics with a broad view <i>Håkan Stille, Jord- och bergmekanik, KTH</i>	
 FRÅN FÄLT OCH FÄLTLAB FROM FIELD AND LABORATORIES <i>Sessionsordförande: Ove Stephansson, Teknisk Geologi, KTH</i>	
Äspö och andra berglaboratorier	73
Äspö and other rock laboratories <i>Christer Soemar & Rolf Christiansson, SKB</i>	
Bergmekanisk analys av tunnelunderhåll i Äspö	83
Rock mechanics study of tunnel maintenance at Äspö <i>Christer Andersson & Rolf Christiansson, SKB, Jörgen Söderhäll, Sweco</i>	
Förstärkning av hög bergslänt i Södra Länken	93
Reinforcement of a rockslope at the Southern Link <i>Mikael Creütz & Anders Fredriksson, Golder Associates, Lena Reidarman, Vägverket</i>	
Stabilitetsanalys av bergschakt i Kiirunavaara	107
Stability analysis of ore passes in the Kiirunavaara mine <i>Jonny Sjöberg, SvedPower, Peter Lundman, Banverket HK (Petro Bloc under projektets genomförande), Erling Nordlund, Bergmekanik, Luleå tekniska universitet, Carlos Quinteiro, LKAB</i>	
 MILJÖN STÄLLER KRAV ENVIRONMENT INVOLVES DEMANDS <i>Sessionsordförande: Mats U Andersson, Skanska</i>	

Helhetssyn för ett seriöst miljöarbete..... 121
A holistic view is needed when taking environmental responsibility
Marie Berglund, Botniabanan

Spårämnesteknik finner läckaget..... 131
Tracer techniques reveal the leak
Erik Gustafsson & Magnus Holmqvist, Geosigma

BOYLES LAG I TVÅ LAGAR
BOYELS LAW IN TWO CAVERNS
Sessionsordförande: Tomas Franzén, SveBeFo

Design av kylt lager för propen vid Scanraff..... 141
Design of frozen storage for propane at Scanraff
*Marie von Matérn, Skanska Teknik, Håkan Stille, Jord- och bergmekanik KTH,
Anders Fredriksson, Golder Associates*

Bergrum för LPG i Ningbo, Kina 151
Caverns for LPG in Ningbo, China
Lars-Olof Dahlström & Sid Patel, NCC Teknik

Pragmatism, fracture geometry, and rock engineering

J.P. Harrison, Imperial College, London, UK

Abstract

Although sophisticated mathematical techniques are available for the analysis of discontinuity geometry, pragmatic approaches have a useful place in rock engineering. In this paper, we begin with the coupled problems of identifying the orientation and frequency of fracture sets, and move on to show how the fidelity of RQD can be enhanced. Finally, the use of mechanistic analyses in conjunction with hemispherical projection techniques is explored as a means of visualising slope instability.

Introduction

Rock masses within a few tens of metres of the ground surface usually contain many fractures of various types, and in the context of rock engineering it is now generally considered that they should therefore be regarded as discontinuous media. Furthermore, most rock engineering for civil purposes (e.g. development of transport infrastructure, and energy storage and transmission facilities) takes place in this zone of discontinuous rock. As a result, the development of methods for characterising the geometry of fractures and assessing their effect on the engineering properties of discontinuous rock masses has been an essential part of rock engineering for the last few decades.

A common approach to assessing the engineering behaviour of a discontinuous rock mass begins with site investigations of various forms, which are designed to yield data particularly relating to the orientation of the fractures and their position within the rock mass. Analysis of these data then usually commences with the establishment of the sets (defined on the basis of similar orientation) into which they can be partitioned, followed by calculation of the density of fractures (using a parameter such as the mean spacing of fractures in each set). Following these analyses, engineering characterisation and design and analysis can take place.

Despite this being a common approach, each of the steps within the data analysis process is fraught with difficulty. For example, what is the most appropriate technique for determining the number of fracture sets? Should we simply look for concentrations of data on the hemispherical projection, or should we undertake an analysis that is more advanced? Over the years, many investigators have explored questions such as these, and as a consequence a great number of different approaches have been developed. What is interesting is that, for the typical rock engineering project, few — if any — of these sophisticated approaches are employed. In part this may be because the approaches are either too difficult to understand or too awkward to use; it may also be that they do not offer sufficient advantages to make their use worthwhile.

In this paper, pragmatic approaches to tackling these various difficulties are introduced. The pragmatism in these approaches is that, whilst they may not represent well-founded theories, they nevertheless represent useful techniques that can offer definite assistance to the practising rock engineer.

Identifying discontinuity sets based on orientation

A well-known approach to identifying fracture sets based on orientation is to plot the fracture orientations on an equal area hemispherical projection and, through the use of 'counting circles', identify areas on the projection where 'clusters' of fracture orientations occur. This approach has such a long history that determining when it was first introduced is no longer possible. However, it remains very popular, and forms the basis of many commercially available computer programs for the analysis of fracture orientation.

One of the major drawbacks with this method, as discussed by Bayer (1985), is its lack of a formal mathematical basis. This means that choosing the size of the counting circle is essentially arbitrary, and that rigorously computing the mean orientation of a fracture set is not possible. Taken together, these mean that this approach yields a multiplicity of solutions to a particular data set, with there being no way of determining which is optimal. This is shown in Fig. 1, where a synthetic set of 144 data points arranged as 6 sets (taken from Shanley and Mahtab, 1974) has been analysed using various sizes of counting circle. As this Figure shows, the data can be considered to comprise any number of sets, simply by selecting the appropriate size of counting circle! Furthermore, identification of the mean orientations of the six clusters themselves is not obvious or unambiguous.

According to Bayer, one of the reasons for the unsatisfactory performance of the counting circle method is the abrupt change in membership undergone by data at the perimeter of the circle (i.e. an infinitesimally small change in distance takes data from being 'outside' to 'inside' the circle). As a means of overcoming this, Bayer suggested weighting the data in inverse proportion to their radial distance from the centre of the circle, such that data at the perimeter are weighted zero. This reasoning prompted the Author to take an alternative approach, and attempt to apply fuzzy partitioning algorithms to fracture orientation data (Harrison, 1993).

In fuzzy partitioning algorithms, the data are assumed to comprise a certain number of sets, and each datum is assigned a membership value in each set, such that for each datum the sum of all membership values is unity. The membership values are computed using some measure of the distance between a data point and the centroids of the sets, and the centroids themselves are computed using the first moment of the membership values. In this way, data close to a centroid have a membership value close to unity, and this reduces to zero as distance increases. In the context of fracture data, the centroid represents the mean direction. However, a difficulty in this approach is properly

accounting for the fact that orientation vectors have unit magnitude, and hence should be considered as vectors whose tips lie on the surface of a unit sphere.

An elegant means of overcoming this was obtained by Hammah and Curran (1998), who extracted the eigenvectors of the covariance matrix constructed using the product of the membership value of each datum and its Cartesian components. The power of this technique is seen in Fig. 2, where the results of an analysis of the Shanley and Mahtab are given. The contours of membership value clearly define the 6 clusters in the data, and the computed cluster centroids appear at the centre of each group of contours.

Although fuzzy eigenanalysis is efficient, its formulation means that it tends to force the data into circular clusters. This is demonstrated in Fig. 3, where a synthetic data set comprising 70 data arranged in two non-circular clusters has been subjected to fuzzy eigenanalysis. The two clusters are visually obvious, but the algorithm has totally misidentified them. Recognising this inadequacy, Hammah and Curran (1999) modified their algorithm to include an approximation to the anisotropic Kent distribution, in order that the algorithm would be able to detect non-circular clusters. Although this approach met with success, it is somewhat awkward to apply.

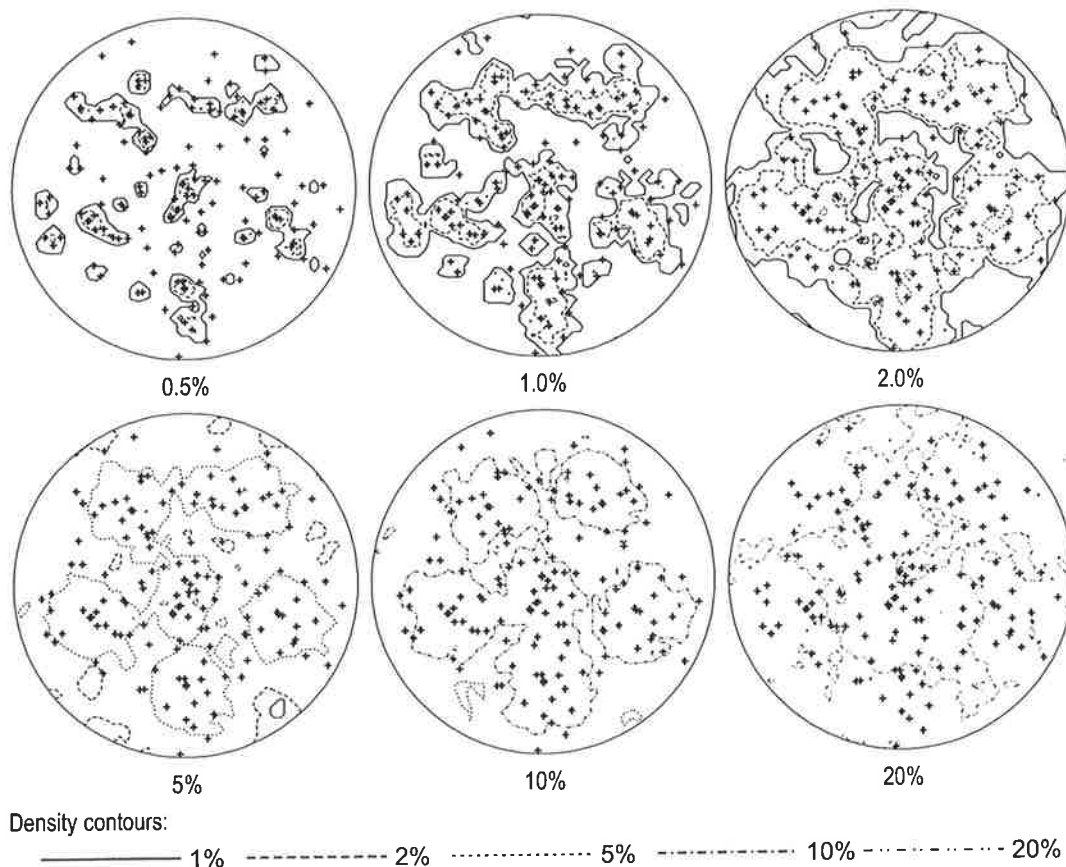


Figure 1: Shanley & Mahtab data analysed using counting circles of 0.5%, 1.0%, 2.0%, 5%, 10% and 20% of the surface area of the hemisphere.

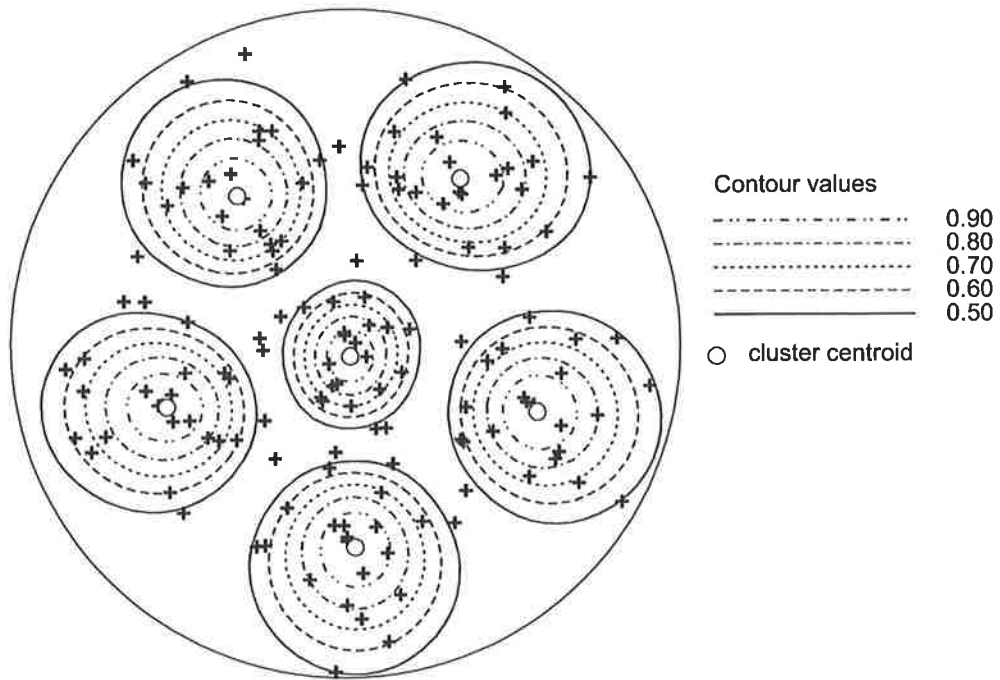


Figure 2: Fuzzy eigenanalysis applied to the Shanley & Mahtab data.

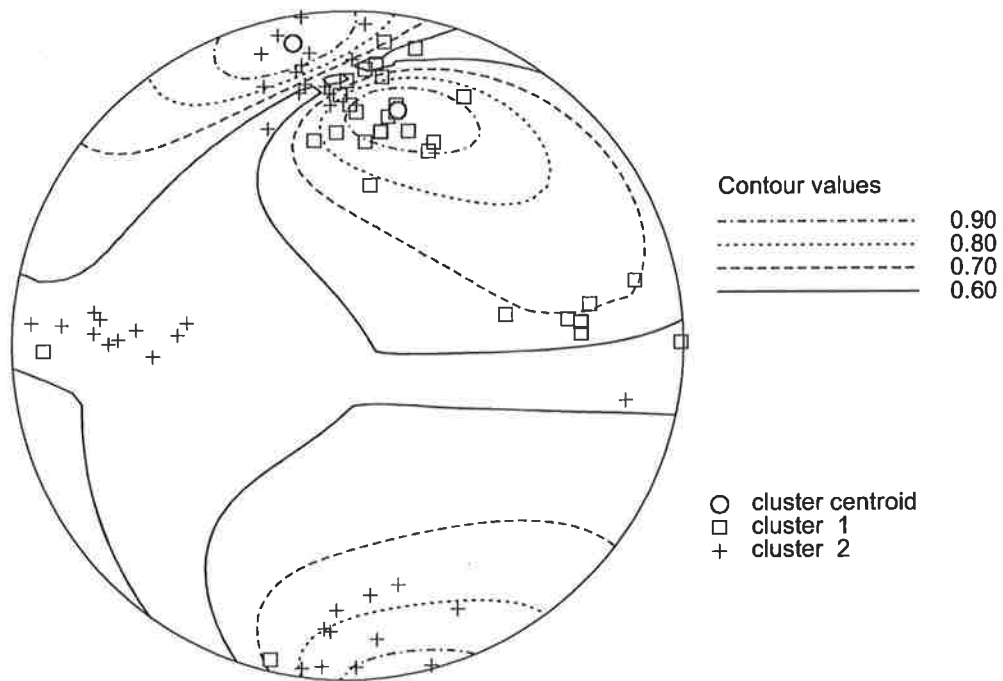


Figure 3: Fuzzy eigenanalysis applied to data comprising two anisotropic clusters.

The Author tackled the problem of non-circular clusters only partially (Harrison, 1993), using an adaptation of the early algorithm of Gustafson and Kessel (1979). This algorithm uses Mahalanobis distances, which are computed using the covariance matrix of the data, as a means of accounting for anisotropy. Although the Author's approach showed promise, the problem of the spherical nature of the data prevented it from being successful. However, Gustafson and Kessel's algorithm remains popular (e.g. Krishnapuram and Kim, 1999), indicating its robustness. Developing a method that allows it to be applied to fracture orientation data therefore seems to be called for.

Now, recent work on the analysis of fracture surface roughness by Rasouli (2002) — based on mathematics by Pennec (1999) — shows how spherical data can be analysed using Riemannian geometry to project them on to a tangent plane, such that Mahalanobis distances can be computed. This, finally, suggests how Gustafson and Kessel's algorithm can be applied to fracture orientation data. Thus, for each cluster the data are projected on to a tangent plane through the cluster centroid, and the covariance matrix in the tangent plane computed. The inverse of this matrix is used to determine Mahalanobis distances for all of the data, and from these membership values are computed. The result is that anisotropy in clusters is handled appropriately, and the covariance matrices can be used to generate statistics that characterise the clusters.

The Author has developed this scheme into a new algorithm, and Fig. 4 shows the results of applying it to the data comprising two anisotropic clusters. Doing so leads to correct identification of anisotropic clusters, together with two great circles describing each of the clusters. One of these great circles represents the best-fit plane through the data (this is most clearly seen in Fig. 5b), with the other great circle representing the plane perpendicular to this. As Figs. 5a and 5b show, both of these great circles pass through the centroid (or mean direction) of the set. A strength of this algorithm is in the statistics relating to cluster shape that it produces. These are derived from the two eigenvalues of the covariance matrices with, according to Rasouli (2002), the mean of these representing the dispersion of the data, and their ratio representing the degree of anisotropy. Hence, for data analysed here, and with reference to Fig. 4, the dispersions of clusters 1 and 2 are found to be 75.2 and 27.9 respectively, with their respective anisotropy ratios being 18.3 and 2.0. These results agree with the Figures: cluster 1 is both more dispersed and more anisotropic than cluster 2.

Thus, it now appears that, with this latest fuzzy partitioning algorithm, analysis has developed sufficiently far to allow reliable analysis of fracture orientation data, yielding good estimates of fracture sets together with their mean orientations and preferred orientations. Furthermore, the statistics produced by these algorithms also allow us to characterise fracture sets in new ways. It is conceivable that, with time, ways will be found to use these methods in improved analysis and modelling of both rock masses and rock engineering structures.

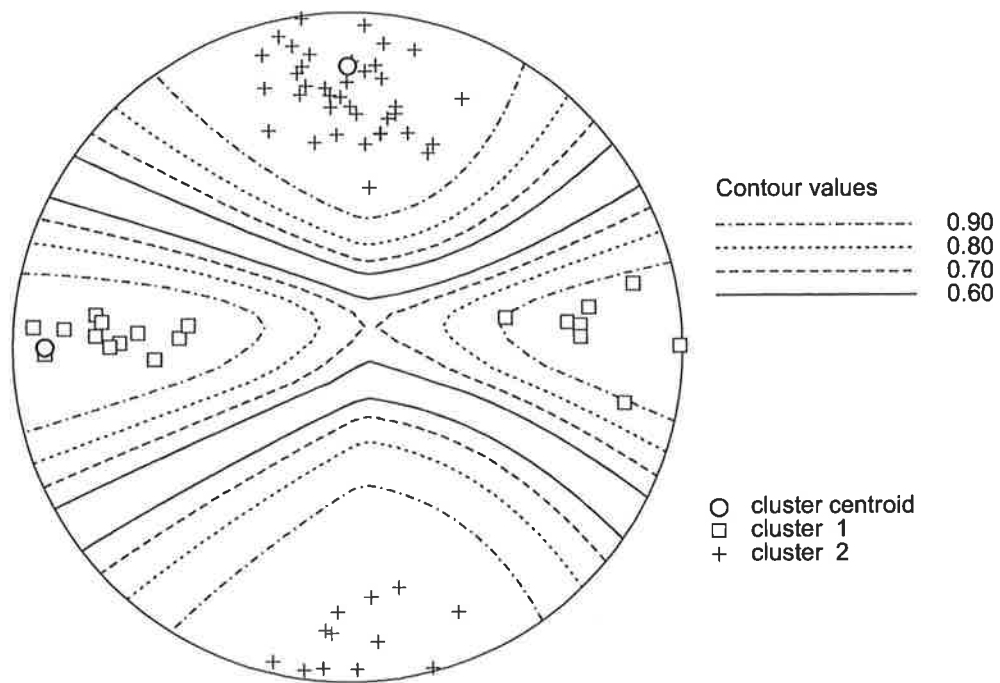


Figure 4: The Riemannian fuzzy covariance algorithm applied to data comprising two anisotropic clusters.

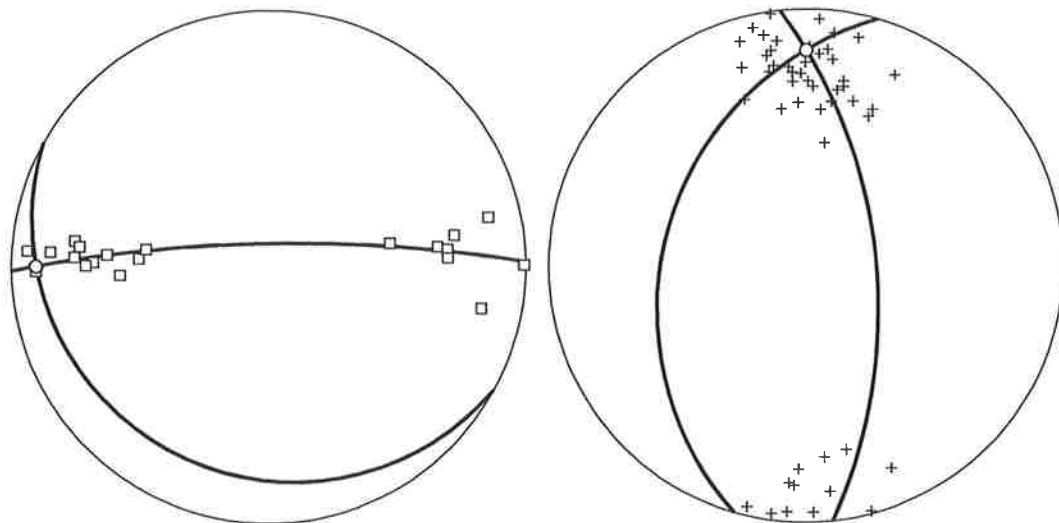


Figure 5: Fracture set principal directions.

Determining discontinuity set frequency

At first sight the determination of fracture set frequency seems trivial: to determine the fracture frequency we simply count the fractures occurring along a given length of sampling line, and divide the result by the length of the line itself. However, two major factors serve to complicate matters. The first is that there may be multiple fracture sets in the rock mass, and the second is that the frequency of a fracture set is defined in the direction of the mean normal to the set. This means that any measurement of fracture frequency in a rock mass is a function of the number of fracture sets, the individual set frequencies, and the angle each set subtends to the sampling direction. As a result, decomposing a measured frequency into individual set frequencies is not straightforward.

One approach to solving this problem is to start with the well-known equation for superposition of fracture sets (Hudson & Priest, 1983),

$$\Lambda = \lambda_1 |\cos \theta_1| + \lambda_2 |\cos \theta_2| + \dots + \lambda_n |\cos \theta_n|, \quad (1)$$

which shows how the frequency in a given direction (Λ) is given as the sum of the individual set frequencies (λ_j), each resolved through the angle between the sampling direction and the mean set normal (θ_j). In the event that there are a number of sampling directions, then Eq. 1 can be expanded to form the system of equations

$$\begin{aligned} \Lambda_1 &= \lambda_1 |\cos \theta_{11}| + \lambda_2 |\cos \theta_{12}| + \dots + \lambda_n |\cos \theta_{1n}| \\ \Lambda_2 &= \lambda_1 |\cos \theta_{21}| + \lambda_2 |\cos \theta_{22}| + \dots + \lambda_n |\cos \theta_{2n}|, \\ &\vdots \\ \Lambda_m &= \lambda_1 |\cos \theta_{m1}| + \lambda_2 |\cos \theta_{m2}| + \dots + \lambda_n |\cos \theta_{mn}| \end{aligned} \quad (2)$$

which can be written in matrix form as

$$\begin{bmatrix} \Lambda_1 \\ \Lambda_2 \\ \vdots \\ \Lambda_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} |\cos \theta_{11}| & |\cos \theta_{12}| & \dots & |\cos \theta_{1n}| \\ |\cos \theta_{21}| & |\cos \theta_{22}| & \dots & |\cos \theta_{2n}| \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ |\cos \theta_{m1}| & |\cos \theta_{m2}| & \dots & |\cos \theta_{mn}| \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \vdots \\ \lambda_n \end{bmatrix}, \quad (3)$$

or, more compactly, as

$$\Lambda = \Theta \cdot \lambda. \quad (4)$$

This approach works well when there are exactly the same number of sampling lines, as there are fracture sets. In this case the matrix Θ is square, and so can simply be inverted, allowing the vector λ to be determined directly from the equation $\lambda = \Theta^{-1} \cdot \Lambda$. The difficulty arises when there are more sampling lines than fracture sets: the matrix Θ then has more rows than columns, and cannot be inverted. Such a system of equations is said to be over-determined, and an alternative method of solution is required.

This problem appears to have first been tackled by Karzulovic and Goodman (1985), who showed how, by minimising what they termed the quadratic error, a best-fit solution to the individual fracture set frequencies could be obtained. They presented an algorithm for performing the analysis on a programmable calculator, but in so doing unfortunately obscured the fact that they were finding a least-squares solution.

In terms of Eq. 4, the basic least-squares solution is found as

$$\lambda = (\Theta^T \cdot \Theta)^{-1} \cdot (\Theta^T \cdot \Lambda), \quad (5)$$

which, with modern computer software, can nowadays be easily solved using a spreadsheet program. As an illustration, an example from Harrison and Hudson (2000) is repeated here (this example appears in the book as example Q11.3). In this example, the results of six scanline surveys were reported as a fracture frequency of 5.54 m^{-1} along a direction of 000/90 (trend/plunge), 7.93 m^{-1} along 355/35, 6.02 m^{-1} along 085/28, 7.00 m^{-1} along 153/51, 6.99 m^{-1} along 216/05, and 7.65 m^{-1} along 271/12. In addition, an orientation analysis (such as illustrated above) had revealed the presence of four fracture sets, with orientations (given as dip direction/dip angle) of 145/08, 148/88, 021/76 and 087/69.

The first step of the analysis is to construct the matrix Θ , which requires computation of the angle between each sampling direction and the mean normal to each fracture set. This is achieved by either plotting the data on the hemispherical projection and measuring the angle directly, or treating each direction as a vector and computing the scalar product of each pair. For the vector approach, a line whose trend and plunge is given respectively by α and β has Cartesian components $l = \sin \alpha \cos \beta$, $m = \cos \alpha \cos \beta$ and $n = -\sin \beta$. The cosine of the angle between two such vectors is then given by $\cos \theta = l_1 l_2 + m_1 m_2 + n_1 n_2$. Table 1 shows how the matrix Θ is computed for these data using the vector approach, with the absolute value of each cosine being given in accordance with Eq. 3.

Table 1: Construction of the matrix Θ .

Set orientation	dip direction/ dip angle trend/plunge of normal	145/08	148/88	021/76	087/69
scanline orientation, trend/plunge	000/90	0.9903	0.0349	0.2419	0.3584
	355/35	0.6667	0.7494	0.5756	0.2322
	085/28	0.4035	0.3842	0.2620	0.6556
	153/51	0.6829	0.5994	0.5966	0.0395
	216/05	0.0412	0.3699	0.9548	0.6165
	271/12	0.2859	0.5397	0.3749	0.9855

matrix Θ

Using the values in this Table, the matrices required for Eq. 5 are found to be

$$(\Theta^T \cdot \Theta)^{-1} = \begin{bmatrix} 0.9478 & -0.6737 & -0.0859 & -0.0556 \\ -0.6737 & -0.6737 & -1.8751 & -0.4275 \\ -0.0859 & -1.8751 & 2.3920 & -0.4578 \\ -0.0556 & -0.4275 & -0.4578 & 1.1262 \end{bmatrix} \text{ and } \Theta^T \cdot \Lambda = \begin{bmatrix} 20.46 \\ 19.36 \\ 21.20 \\ 19.90 \end{bmatrix} \quad (6)$$

and using these the unknown set frequencies are computed as

$$\lambda = (\Theta^T \cdot \Theta)^{-1} \cdot (\Theta^T \cdot \Lambda) = [3.420 \quad 3.905 \quad 3.543 \quad 3.292]^T.$$

The data used in this example are synthetic, and were generated by adding a random error to known set frequencies of 3.48, 3.91, 3.58 and 3.26 m⁻¹ respectively. The largest error between the known and the computed values is that for set 1, and is less than 2%. This shows that the method is capable of extracting the actual values satisfactorily.

By tackling this problem from the standpoint of a least squares analysis, insight is gained as to how this analysis can be improved. So, although Eq. 5 gives the basic formulation for the least squares solution, a more accurate least squares solution is usually found through the introduction of weighting, whereupon the solution is given by

$$\lambda = (\Theta^T \cdot W \cdot \Theta)^{-1} \cdot (\Theta^T \cdot W \cdot \Lambda). \quad (7)$$

In Eq. 7, the matrix **W** is diagonal, with the off-diagonal terms being zero and the leading diagonal terms being some function of the confidence given to each of the observations. In the case of scanline surveys, one could perhaps follow the model used in engineering surveys (Cooper, 1987) and apply the heuristic that confidence is simply proportional to the length of the sampling line itself, and hence compute the weighting matrix as

$$W = \text{diag}[1/L_1 \quad 1/L_2 \quad \dots \quad 1/L_m]. \quad (8)$$

However, to the knowledge of the Author, despite its promise this practice has not yet been investigated.

Increasing the fidelity of Rock Quality Designation

At some stage in most rock engineering projects, the degree of fracturing in the rock will be assessed not using frequency, but with Rock Quality Designation, RQD. The reason for this is probably partly due to custom and practice, and partly due to the fact that with RQD higher values represent better quality (i.e. less broken) rock, whereas the reverse is true for fracture frequency. However, one difficulty that regularly arises with RQD assessments is a lack of discrimination between different rock masses.

RQD is simply defined as the ratio between the total length of all pieces of core whose length is greater than 10 cm, and the total length of the core. However, by making the assumption that the fractures in the rock follow a statistical distribution, a mathematical

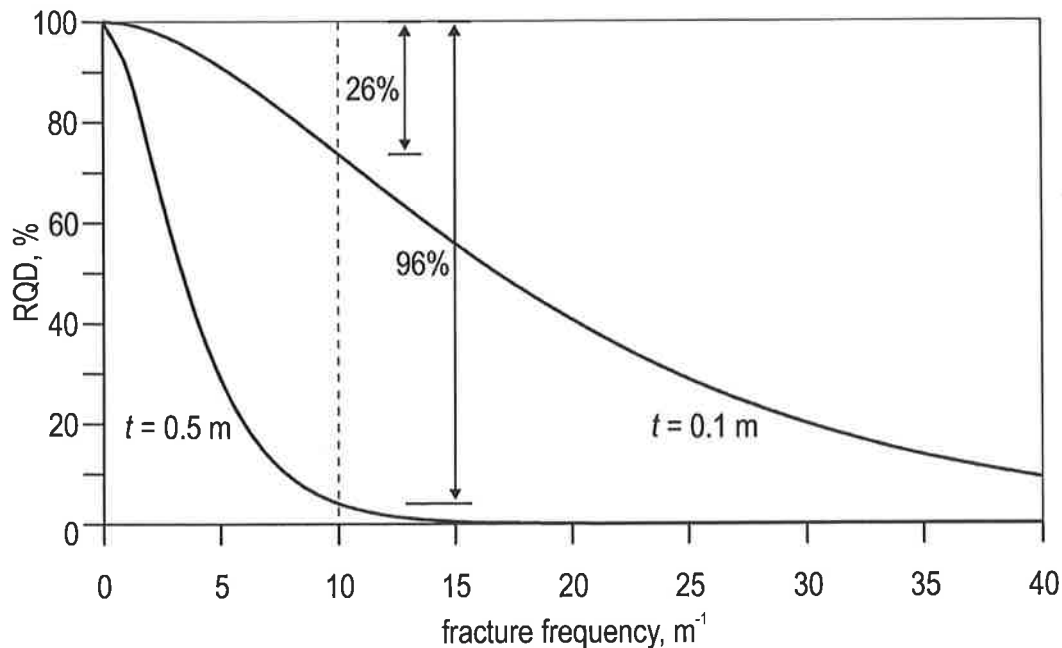


Figure 6: RQD as a function of fracture frequency for the negative exponential distribution.

relation between frequency and RQD can be obtained. The first of these relations to be developed, and still one of the most popular, is that due to Priest and Hudson (1976), which states that

$$RQD = 100(\lambda t + 1)\exp(-\lambda t). \quad (9)$$

In Eq. 9, λ is the fracture frequency along the core and t is the threshold value above which core pieces will be included in the assessment. Usually, this is the customary length of 10 cm. Eq. 9 is shown plotted in Fig. 6, for frequency values of 0 to 40 m^{-1} , and shows how RQD varies from 100% to about 10% over this range. However, a fracture frequency of 40 m^{-1} corresponds to a mean spacing of only 2.5 cm, and it is extremely unlikely that either RQD assessments or rock engineering would take place in such a highly fractured rock mass.

If we consider a fracture frequency of 10 m^{-1} as being the maximum for a rock mass in which normal rock engineering takes place, then we see that RQD will only vary between 100% and 74% — a range of only 26%. This insensitivity in the function goes some way to explaining the common observation that RQD has either very high (say, above 85%) or very low (say, below 30%) values.

As a means of overcoming this insensitivity, the Author suggested (Harrison, 1999) selecting a threshold value appropriate to the rock mass in which the assessments are being made. The starting point for this was to assume that the minimum (λ_{min}) and maximum (λ_{max}) frequency values are known for a particular rock mass, and that the

threshold that maximises the range of RQD for this range of frequency is sought. On this basis, for the negative exponential distribution, the 'optimal' threshold is found to be

$$t_{\text{opt}} = 2[\ln(\lambda_{\text{max}}) - \ln(\lambda_{\text{min}})] / [\lambda_{\text{max}} - \lambda_{\text{min}}]. \quad (10)$$

As Fig. 7 shows, this relation suggests that threshold values much larger than the customary value of 0.1 m should be used in normal rock engineering projects. Indeed, for isotropic conditions (i.e. $\lambda_{\text{max}} = \lambda_{\text{min}}$, which is the case that requires the lowest global value of maximum discontinuity frequency) a value of 0.1 m represents the optimal threshold for a frequency of 20 m^{-1} , as noted above, this is unlikely to be encountered in normal rock engineering projects.

As an indication of how the use of the optimal threshold may improve the discrimination of RQD, the lower part of Fig. 8 shows a synthetic fracture map that may be taken to represent fracture traces exposed on a tunnel wall. The extreme frequency values, measured vertically, for this map are 1.80 m^{-1} and 5.20 m^{-1} , for which Eq. 10 gives the optimal threshold as 0.62 metres. In the upper part of Fig. 8 two plots of RQD variation are shown: one computed using the customary value of $t = 0.1$ m, the other using $t = 0.62$ metres. This Figure shows clearly how the customary threshold leads to RQD that varies between about 90% and 99% (a range of about 9%), whereas the optimal threshold gives values between about 16% to 69% (a range of about 53%). The Figure shows also how this increase in discrimination is generated at the expense of a general reduction in RQD: this indicates that engineers should either use the customary threshold and accept limited discrimination, or maximise discrimination through the use

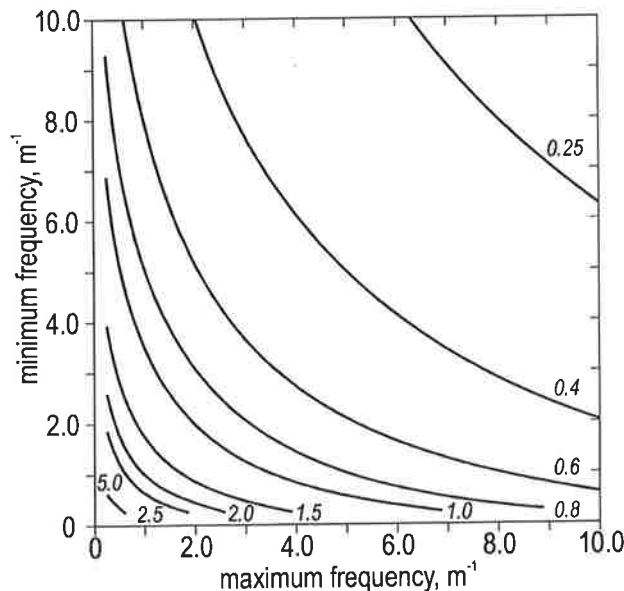


Figure 7: Optimal threshold values as a function of frequency extreme values (after Harrison, 1999).

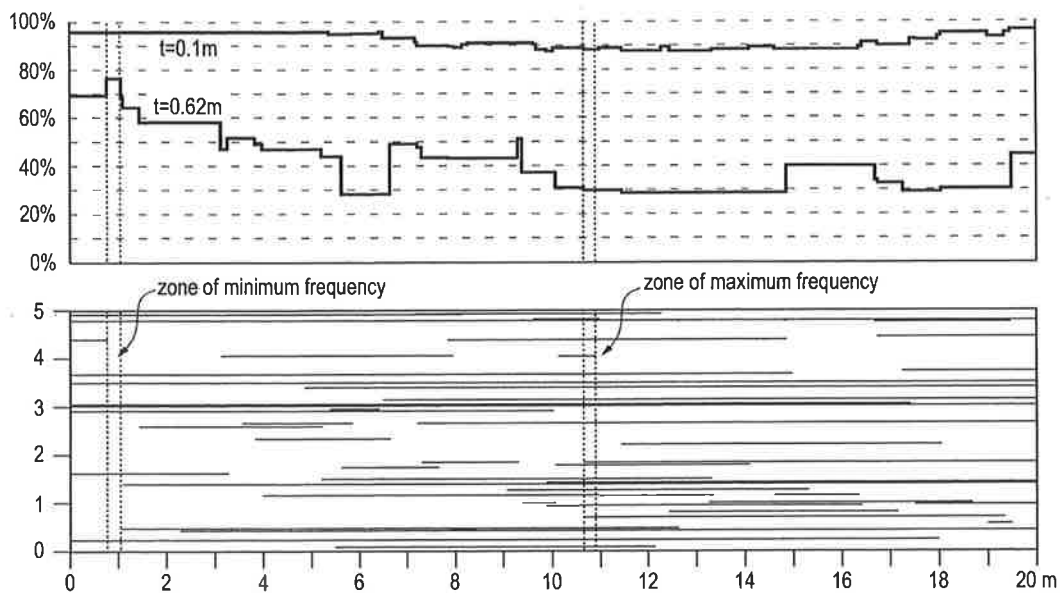


Figure 8: Synthetic fracture map and corresponding RQD plots (after Harrison, 1999).
of a different threshold.

Interestingly, this objective approach to selecting the threshold value on the basis of fracture frequency lends itself to the development of new rock mass characterisation parameters. Most of the widely used rock mass classification schemes include RQD as a fundamental parameter, and hence probably suffer the same lack of sensitivity that RQD itself does. An alternative approach would be to use the optimal threshold value, computed using the extreme fracture frequencies in a particular rock mass, directly as a basic parameter. If these extreme values were those occurring in different directions at a given location, then a means of incorporating rock mass anisotropy would thus be included in the rock mass classification scheme.

Visualising slope instability

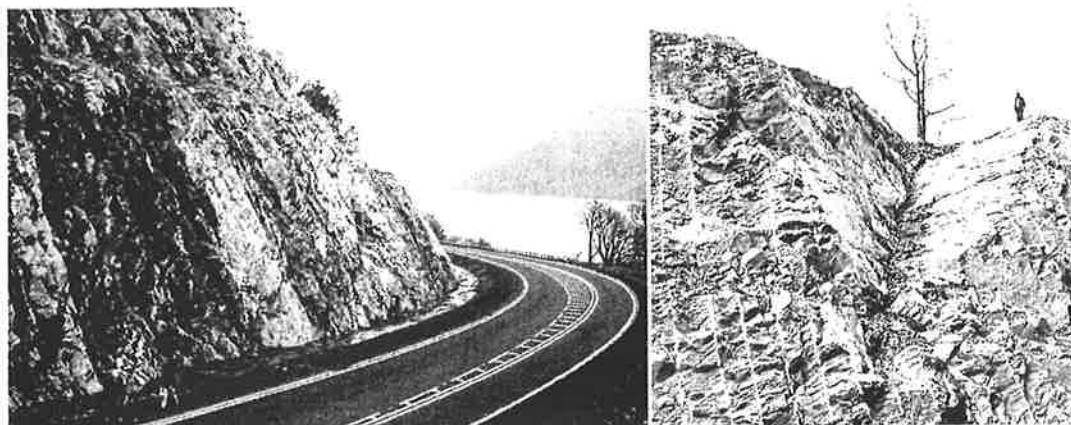
Fracture geometry is one of the principal controlling factors in the case of slope instability in discontinuous rock masses: the type and severity of any instability is dependant mainly on the interaction between the fracture and slope geometry. It is for this reason that one of the most common preliminary methods for the design and analysis of slopes in fractured rock is the use of kinematics in conjunction with hemispherical projection methods (Goodman, 1989; Hudson and Harrison, 1997). This method allows rapid assessment of potential instability, such that those slope orientations leading to the most severe instability can be identified and subjected to a more thorough mechanical analysis.

In the age when computing equipment that allowed rapid comprehensive mechanical analysis was non-existent, this strategy was particularly advantageous. However, the speed and power of modern computing equipment means that it is no longer necessary to avoid calculation, and so perhaps we should consider an approach that combines the two methods simultaneously. One means of doing this is to recognise that, if a grid of points is placed over the hemispherical projection, each grid point represents the orientation of a potential slope face. Thus, for each grid point some characteristic of slope instability can be computed (say, for example, factor of safety), and as a result the entire projection covered with such values. These can then be presented in an appropriate visual manner (for example, by contouring the computed values) such that the overall effect of slope orientation on instability can be rapidly assessed.

Customarily, when undertaking the mechanical analyses required in such an approach, each identified set of fractures would be reduced to a single representative orientation. However, this has the effect of ignoring the effect variation of fracture orientation has on instability. Again, before the advent of readily available rapid and powerful computers, this approach was pragmatically appropriate. Now, however, computing equipment is sufficiently powerful that there may be merit in moving towards undertaking analyses in which the variation of fracture orientation is explicitly included: this is to say, adopt the approach of Monte Carlo simulation more fully.

One difficulty with Monte Carlo simulation is the generation of the underlying probabilistic distributions for the controlling variables. This is particularly true for fracture orientation, where there may be insufficient data to confidently identify the distribution, and where in fact an appropriate distribution may not exist. In this case, it may be better to take the available data, exhaustively analyse all combinations of fracture orientation, and compute a mean value on this basis.

The Author has incorporated this approach into a computer program, and as an example of its use, an analysis has been performed for the case of a large pre-split rock slope adjacent to the major A82 highway at Rubha Mor, Loch Lomond, in the West of



(a) View of slope, looking North

(b) Typical wedge instability

Figure 9: Rubha Mor rock slope, West bank of Loch Lomond, Scotland.

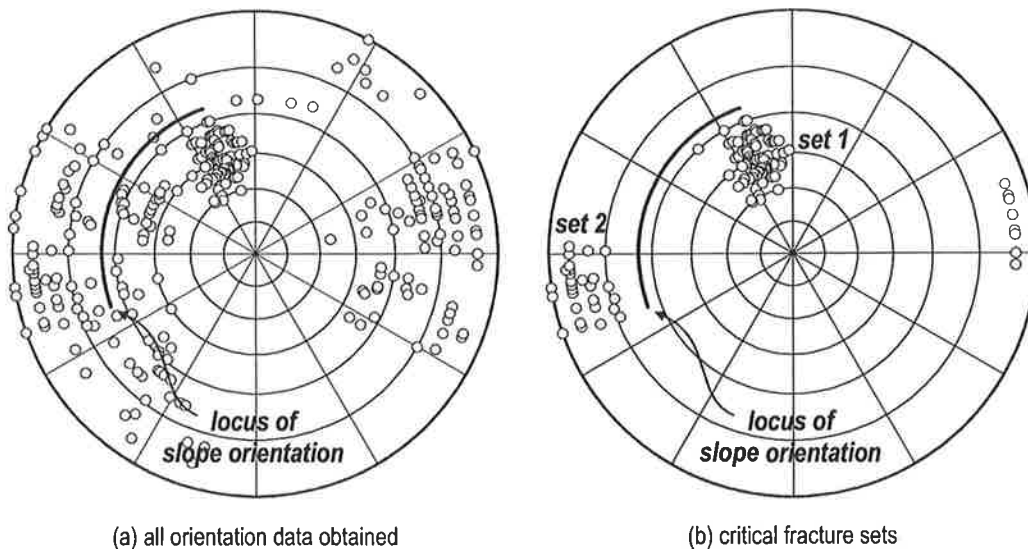


Figure 10: Fracture orientation data for Rubha Mor rock slope.

Scotland (Fig. 9a). The highway follows a curve at this location, which means that, although the dip angle of the slope is constant throughout, the slope possesses a range of dip directions. After construction, wedge instability became apparent at the southern end of the slope (Fig. 9b), and it is instructive to see how this instability is related to the local orientation of the slope.

Fig. 10a shows the results of a fracture survey conducted after construction (Saini, 1990), plotted as normals. The range of slope orientations (plotted in terms of the downward directed normal to the slope) is also shown on the Figure. This comprehensive data set is shown in simplified form in Fig. 10b, where only those fractures deemed to be significant in terms of slope instability (e.g. natural fractures of substantial extent) are included. It is this simplified data set, comprising 79 and 39 fractures in each of sets 1 and 2, respectively, that has used in the analysis of wedge instability.

In the plots shown in Figs. 11a and 11b, the results for average factor of safety and average wedge volume have been grouped into 6 categories, as shown by the legend to the right of the hemispherical projections. The legend also indicates how tinting has been used on the projections, to highlight the most critical slope orientations through the use of the darker shades. In this way, we can see immediately from Fig. 11a how it is slopes that are almost vertical and with dip directions in the range of north-east through to east that have the lowest factors of safety. More strikingly, Fig. 11b shows how wedges of large volume will be generated in slopes that cover a wide range of orientations — both dip direction and dip angle.

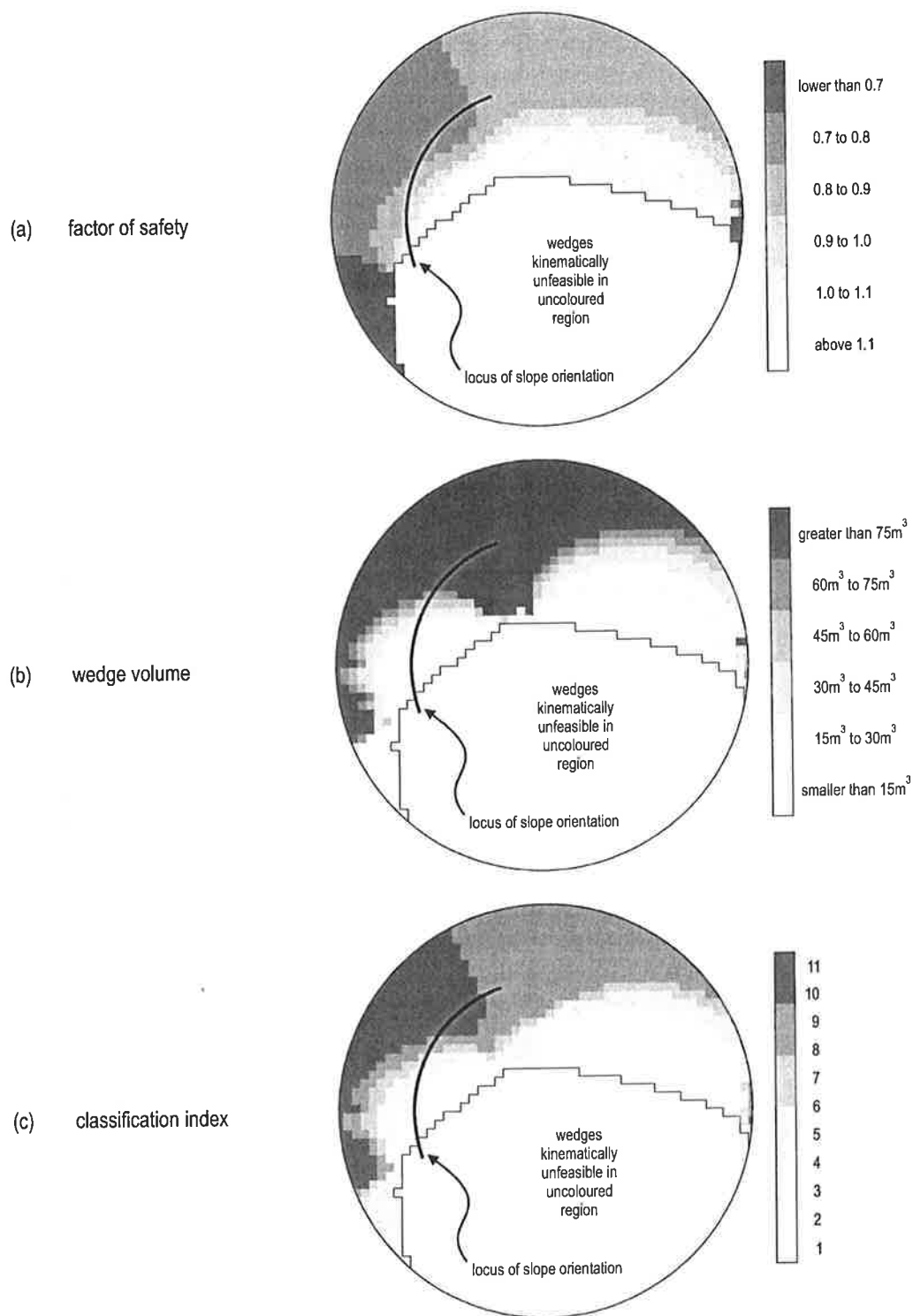


Figure 11: Rubha Mor stability plots.

Table 2: Interaction of wedge volume and factor of safety.

		wedge volume	
		small (good)	large (bad)
Factor of safety	low (bad)	requires assessment	critical
	high (good)	not critical	requires assessment

Table 3: Classification index based on factor of safety and wedge volume.

		wedge volume						
		small			large			
		1	2	3	4	5	6	
Factor of safety	low	6	6	7	8	9	10	11
	5	5	6	7	8	9	10	
	4	4	5	6	7	8	9	
	3	3	4	5	6	7	8	
	2	2	3	4	5	6	7	
	high	1	1	2	3	4	5	6

For the case of a friction-only wedge, stability is controlled by only the orientations of the slope face and the two fractures defining the wedge, together with the friction angle of the fractures themselves. If we wish to compute the maximum volume of a wedge, then the orientation of the slope top and the height of the slope face are also required. In this example, the friction angle has been set as 35° for both fractures, the slope top has been considered horizontal, and a nominal slope height of 10 m has been adopted. All combinations of fracture pairs have been used in the analysis (i.e. a total of 3081 combinations, resulting from 79 fractures in set 1 and 39 fractures in set 2).

Now, although it is of critical interest for designers to be aware of both the factor and safety and volume of potentially unstable blocks, one could argue that it is these two features in combination that is most important: the heuristic behind this statement is explained in Table 2. Consequently, we can bring together the six categories from each of the factor of safety and wedge volume analyses, to form a combined classification index as shown on Table 3. In this index, which is plotted Fig. 11c, high values indicate large wedges of low factor of safety, and low values indicate small wedges of high factor of safety. As Fig. 11c clearly shows, there is a particularly critical region towards the southern end of the locus of slope orientation: this is the very region where post-construction instability, as exemplified in Fig. 9b, was experienced. Furthermore, this plot of instability index shows how, by reducing the slope dip angle towards the southern end of the slope (i.e. moving the locus of slope orientation towards the centre of the projection) the effects of the instability could have been ameliorated.

This analysis is presented only as an example, to show how a pragmatic approach to analysis based on fracture orientation can give valuable insight into the behaviour of a rock structure. It is not suggested that the particular categories of factor of safety and block volume are those that should be used in all such analyses, nor is it suggested that the particular manner in which the stability index has been computed should be adopted without question for future work. Rather, it is recommended that appropriate categories

and stability indices should be adopted on a project-by-project basis, and this form of analysis and presentation be used to highlight critical conditions.

Summary

The analysis and use of fracture orientation and frequency data remains challenging. Here, we have seen how novel mathematical techniques based on fuzzy mathematics can help with the problem of identifying fracture sets in terms of similar orientation, and at the same time allow us to extract useful characterisation parameters for the sets themselves. The application of least squares analysis to linear survey data, especially when used in conjunction with weighting concepts borrowed from the field of engineering surveying, should also make determination of fracture set frequency more accurate.

In RQD assessments, it seems the customary use of a threshold value of 0.1 m may hampered their usefulness. An alternative approach is suggested whereby the threshold value is selected objectively on the basis of the extreme values of fracture frequency found in a rock mass. This allows the range of RQD, and hence its discriminatory powers, to be enhanced. It also suggests that the so-called optimal threshold value can be used as a classification parameter in its own right.

Finally, a combined mechanical and kinematic analysis has been developed and applied to the question of examining slope instability due to wedge sliding. When used in conjunction with quantitative shading on the hemispherical projection, this produces a powerful technique for rapid assimilation of slope instability in terms of rock slope orientation.

References

- Bayer U. (1985). *Pattern recognition problems in geology and palaeontology*. Springer Verlag, Berlin, 225pp.
- Cooper M.A.R. (1987). *Control surveys in civil engineering*. London, Collins.
- Goodman R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd edn., Wiley, New York, 562pp.
- Gustafson K.E. and Kessel W. (1979). Fuzzy clustering with a fuzzy covariance matrix. *In: Proc. IEEE-CD, 2, Fu (ed.)*. IEEE Press, New Jersey.
- Hammah R.E. and Curran J.H. (1998). Fuzzy cluster algorithm for the automatic identification of joint sets. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **35**, 7, 889-905.
- Hammah R.E. and Curran J.H. (1999). On distance measures for the fuzzy k-means algorithm for joint data. *Rock Mech. Rock Engng.*, **32**, 1, 1-27.
- Harrison J.P. (1993). *Improved analysis of rock mass geometry using mathematical and photogrammetric methods*. PhD thesis, University of London.
- Harrison J.P. (1999). Selection of the RQD threshold value in RQD assessments. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **36**, 5, 673-685.
- Harrison J.P. and Hudson J.A. (2000). *Engineering Rock Mechanics: Illustrative worked examples*. Elsevier, Oxford, 506pp.

- Hudson J.A. and Harrison J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles*. Elsevier, Oxford, 444pp.
- Hudson J.A. and Priest S.D. (1983). Discontinuity frequency in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs.*, **20**, 2, 73-89.
- Karzulovic A. and Goodman R.E. (1985). Determination of principal joint frequencies. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs.*, **22**, 6, 471-473.
- Krishnapuram R. and Kim J. (1999). A Note on the Gustafson–Kessel and Adaptive Fuzzy Clustering Algorithms. *IEEE Trans. Fuzzy Systems*, **7**, 4, 453-461.
- Pennec X. (1999). Probabilities and statistics on Riemannian manifolds: basic tools for geometric measurements. In: *Proc. of Nonlinear Signal and Image Processing (NSIP'99)*, **1**, Cetin et al (eds.) IEEE-EURASIP.
- Priest S.D and Hudson J.A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs.*, **13**, 135-148.
- Rasouli, V. (2002). *Application of Riemannian multivariate statistics to the analysis of rock fracture surface roughness*. PhD thesis, University of London.
- Saini G.S. (1990). *Evaluation of a presplit slope cutting at Rubha Mor, Loch Lomond, Scotland*. MSc dissertation, Imperial College, London.
- Shanley R.J. and Mahtab M.A. (1974). *IC8624: A computer program for clustering points on the sphere*. USBM, Washington.

SIMULERING AV SPRICKPROPAGERING KRING BERGBORRHÅL MED FRACOD^{2D}

Simulation of fracture propagation and borehole breakouts using FRACOD^{2D}

O. Stephansson, KTH, Stockholm, & GeoForschungsZentrum, Potsdam, Germany

B. Shen, CSIRO Exploration and Mining, Kenmore, Brisbane, Australia

M. Rinne, FRACOM Ltd, Kyrkslätt, Finland

T. Backers, GeoForschungsZentrum, Potsdam, Germany

Sammanfattning

Brott i omgivningarna av ett bergborrhål som utsätts för höga bergspänningar uppvisar ofta en kombination av såväl dragbrott som skjuvbrott. För att studera brottbilden kring borrhål och andra öppningar i berg har utvecklats ett nytt beräkningsprogram för sprickpropagering kallat FRACOD^{2D}. Programmet kan simulera sprickpropagering vid dragbelastning (Mode I), skjuvbelastning (Mode II) och kombinerad drag- och skjuvbelastning (Mode I+II), och har tillämpats på analys av borrhålsstabilitet (borehole breakouts) vid olika hydrauliska trycksättningar av borrhålet. Resultaten visar att enbart dragbrott kan inte orsaka bergutfall i borrhålet. De karaktäristiska bergutfallen i form av 'hundöron' i borrhålsväggen alstras vid tillräckligt höga spänningar och spänningsdifferenser i planet vinkelrätt mot borrhålsaxeln. Detta kan simuleras med programmet och överensstämmer väl med resultaten från fältiakttagelser och experiment. Analys av sprickpropagering i bergmassan kring ett deponeringshål för värmarna i Prototyp-förvaret i Äspö visar att propagering sker vid låga sprickstyvheter och höga spänningar.

Abstract

Borehole breakouts often occur with complicated failure mechanisms, where both tensile and shear failures are present. To facilitate studies on borehole breakout phenomena and related problems, a new fracture propagation code FRACOD^{2D} is introduced. The code simulates fracture propagation in the tensile mode (Mode I), shear mode (Mode II) and the mixed mode (Mode I+II). The code has been applied to study borehole breakouts with different stress ratios and fluid pressures. It was found that in most cases, shear failures are involved in the final formation of a breakout. Tensile failures alone do not form breakouts. The numerical models predicted the typical 'dog-ear' shaped breakouts. The shape and extents of the breakouts (width and depth) were found to depend upon the magnitude of applied stresses as well as the fluid pressure in the borehole. The results of modelling are consistent with laboratory test results and field observations. FRACOD^{2D} has also been used to study the fracture propagation between joints in the rock mass surrounding the deposition hole for heaters in the Prototype repository experiment in Äspö Hard Rock Laboratory.

1. INTRODUKTION

Bergutfall och ras av borrhålsväggar sker i alla typer av bergarter oavsett deras bildningssätt och geologiska utveckling. Utfall och ras sker kring öppningar med skiftande dimensioner, alltifrån stora schakt och schaktgrupper till klena borrhål för bergundersökningar och sprängborrhål. Utfall och ras är i de flesta fall orsakade av spänningskoncentrationer kring borrhålet vilka i sin tur bestäms av det lokala eller regionala spänningstillståndet på platsen. Spänningskoncentrationen resulterar i en utvidgning av borrhålets tvärsnitt i en riktning som sammanfaller med orienteringen hos den minsta huvudspänningen. Geometrin hos hålets tvärsnitt efter bergutfallet kan användas för att bestämma orienteringen hos spänningsfältet kring schaktet eller borrhålet och djupet på utfallet, eller graden av elongation, ger ett kvalitativt mått på magnituden för rådande bergspänningar.

Tidigare observationer och teoretiska analyser av bergutfall i borrhål indikerade att brottet i borrhålsväggen oftast orsakats av antingen ett rent dragbrott eller ett skjuvbrott (Vardoulakis et. al., 1988 and Guenot, 1989). I fallet med dragbrott sker initieringen i borrhålsväggen och sprickpropageringen utvecklas i den största huvudspänningens riktning i planet vinkelrätt mot borrhålsaxeln. I fallet med hårda bergarter utbildas brottet som en serie parallella tunna balkar och föreningen av ett antal skjuvsprickor i balkarna leder till att dessa bryts av och bergutfallet sker. Dessa brottformer har observerats i fält och i laborieförsök (Ewy and Cook, 1990a,b; Guenot, 1993; Lee and Haimson, 1993, Martin et. al., 1994, Haimson and Lee, 1995, Amadei and Stephansson, 1997). I fallet med skjuvbrott utbildas brottet längs ett antal skjuvzoner (shear bands) som successivt fortplantar sig in i bergmaterialet från borrhålets yta. Skjuvytorna förenar sig och korsar varandra vilket leder till att bergbitar med krökta ytor kan bildas och lossöras från berget och falla ut. Denna typ av bergutfall är vanligt förekommande i mjuka, porösa sedimentära bergarter (Zoback et. al., 1985, Guenot, 1989). Båda brottyperna kan leda till att bergutfallet i borrhålsväggen får formen av 'hundöra'.

Teoretiska studier av bergutfall har gjorts för att öka förståelsen av möjliga mekanismer och bildningsbetingelser. Bergutfall vid skjuvbrott har studerats med tillämpning av Mohr-Coulomb brottkriterium av Zoback, et. al. (1985) och gav en rimlig förklaring till grunda och vida brottytor medan brottytor av klassisk hundörongeometri ej kunde beläggas med tillämpning av det kända brottkriteriet. Splittring av bergprover (extensile cracking) har under lång tid observerats vid en-och fleraxlig testning av bergprover. En motsvarande brottmekanism antas råda nära den fria ytan hos borrhålsväggen under inverkan av ett yttre spänningsfält. Vardoulakis et. al. (1985) and Zheng et. al. (1989) använde ett brottkriterium vid kompressionsbelastning för att förklara uppkomsten av bergutfall. Resultaten visade på möjligheten att representera brottfenomenet men kunde inte förklara mekanismen i samband med initiella splittringen av berget innan själva utfallet. En brottmekanisk ansats gjordes av Shen et al. (1997) för att förklara förekomsten av såväl drag-, som skjuvbrott i samband med bergutfall i borrhål. Två olika numeriska metoder användes i studien för att förklara förekomsten av de två olika mekanismerna.

I en nyligen publicerad studie av Haimson (2001) visade han hur zoner av uppsprucket berg kan förekomma i riktningen av den minsta huvudspänningen i mycket porösa sandstenar. Zonerna bildas genom att porer kollapsar och sandstenskornen krossas. Zonerna på var sida om hålranden bildas under kompression och skiljer sig således från de vanligt förekommande bergutfallen och kollapserna av borrhålen.

I detta bidrag redovisar vi resultaten från en tillämpning av programmet FRACOD^{2D} (Shen, 2001) för analys av stabiliteten kring borrhål där bergutfall förekommer till följd av för höga initiella bergspänningar. Vidare redovisas sprickpropagering mellan befintliga sprickor till följd av rådande spänningstillstånd, borming av ett deponeringshål samt belastningen från svälltrycket från högkompakterad bentonit för Prototypförvaret i Äspö berglaboratorium.

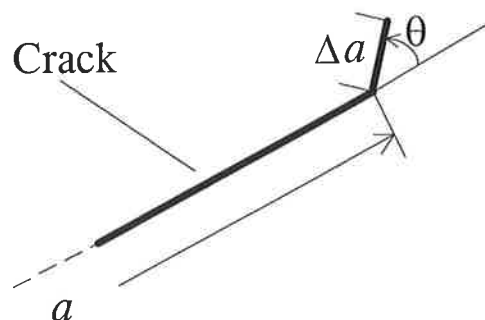
2. KORT BESKRIVNING AV FRACOD^{2D}

Den tvådimensionella programkoden FRACOD^{2D} bygger på Displacement Discontinuity Method (DDM) som är en variant av gränsintegralmetoden. Programmet har utvecklats för att simulera sprickpropagering i elastiska, isotropa medier. Programmet är Windowsbaserat och användarvänligt och kan i nuvarande version studera händelseutvecklingen vid sprickpropagering av ett 15-tal sprickor i en struktur. Sprickpropageringen kan ske i såväl Mode I som Mode II eller blandad Mode I+II.

Ett modifierat energikriterium, kallat F-kriterium, utvecklades av Shen and Stephansson, 1994. Kriteriet bestämmer de kritiska villkoret för sprickpropagering och riktningen hos den spricka som propagerar enligt villkoret

$$F(\theta)|_{\theta=\theta_0} = \frac{G_I(\theta)}{G_{IC}} + \frac{G_{II}(\theta)}{G_{IIC}} = F_{\max} \geq 1 \quad (1)$$

där θ är den vinkel som den propagerande sprickan bildar med den ursprungliga sprickan och G_I och G_{II} representerar energiavgången (the energy release rate) vid sprickpropagering i Mode I och Mode II, Fig. 1. DDM har fördelen att kunna simulera bägge sprickyterna hos en spricka med hjälp av ett sprickelement vilket gör beräkningsarbetet mer effektivt och snabbare än t ex finit elementmetod.



Figur 1. Fiktiv sprickpropagering med inkrementet Δa i riktningen θ i förhållande till ursprungliga sprickorienteringen. *Figure 1. Fictitious crack increment Δa in direction θ with respect to the initial crack orientation.*

Spänningstillståndet i sprickelementet uppfyller ett eller flera av följande villkor:

- i) $\sigma_s^i = \sigma_n^i = 0$ (öppen spricka)
- ii) $\sigma_s^i = K_s D_s^i$
 $\sigma_n^i = K_n D_n^i$ (sluten spricka)
- iii) $|\sigma_s^j| = \sigma_n^j \tan \phi$
 $\sigma_n^j = K_n D_n^j$ (skjuvad spricka)

där K_s , K_n är skjuvstyvheten respektive normalstyvheten hos sprickan, D_n och D_s förskjutningarna och ϕ är friktionsvinkeln. Enligt F-kriteriets villkor kommer sprickan att propagera om

$$-\frac{d\Pi}{da} \geq G_c. \quad (2)$$

där G_c är kritiska energin vid brott och Π är systemets potentiella energi uttryckt som

$$\Pi(a) = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{m_1} a^i (\sigma_s^i D_s^i + \sigma_n^i D_n^i) - \frac{1}{2} \sum_{i=m_1+1}^{m_1+m_2} a^i (\sigma_s^i u_s^i + \sigma_n^i u_n^i) \quad (3)$$

där m_1 , m_2 = totala antal sprickelement och a är längden hos fiktiva sprickelementet.

Energibalansen i systemet bestäms av följande villkor:

$$G = -\frac{\Pi(a + \Delta a) - \Pi(a)}{\Delta a} \quad (4)$$

samt F-kriteriets villkor enligt ekvation (1).

3. SIMULERING AV BERGUTFALL BILDAT GENOM DRAGSPRICKOR (TENSILE SPALLING).

Avlossning av bergfragment i borrhålsväggen anses bero på utvecklingen av vingsprickor (wing cracks) från existerande inhomogeniteter i borrhålsväggen och en senare knäckning av tunna bergribbor som bildats mellan vingsprickorna. Ett typisk exempel visas i Figur 2 med angivande av de största huvudspänningarna (Germanovich and Dyskin, 2000). I simuleringen antas bergarten vara homogen, elastisk och isotrop med E-modulen 40 GPa och Poisson's tal(ν) = 0.25. Plant tøjningstillstånd antas gälla.

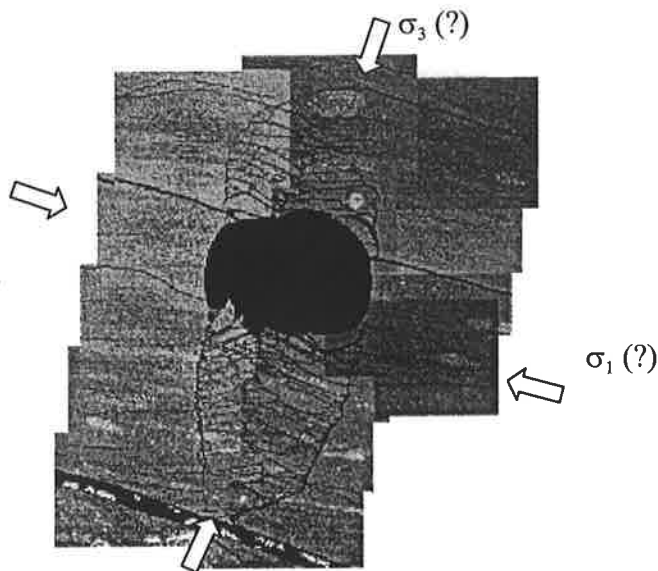
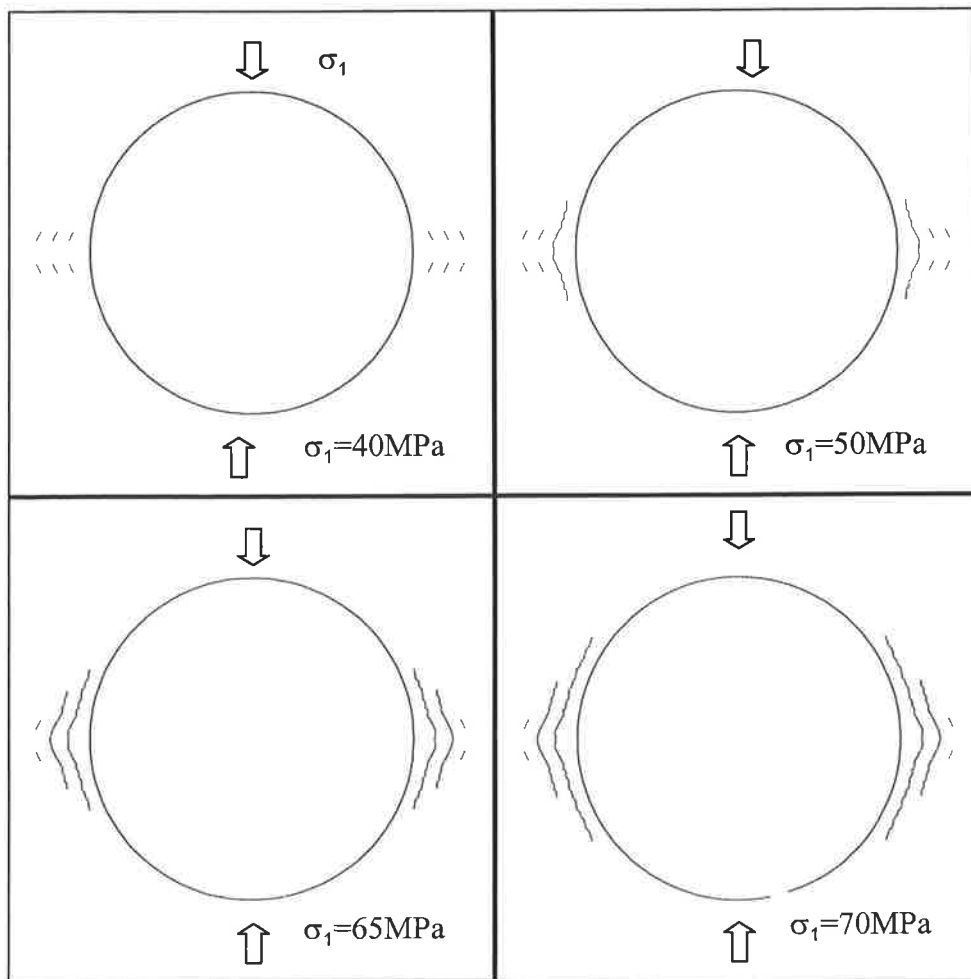


Figure 2. Borrhålsutfall orsakat av dragsprickor och senare knäckning. Antagna huvudspänningar visas i bilden. *Figure 2. Borehole breakouts caused by tensile spalling. After Germanovich and Dyskin (2000).*

Den nuvarande versionen av programmet FRACOD^{2D} tillåter ej simulering av sprickinitiering. För att simulera denna typ av bergutfall i borrhålsväggen introducerades initieellt ett antal små, lutande sprickor. Sprickorna har kontakt längs sprickplanen men tilldelades nollfriktion. Brottmekaniska parametrar för Mode I och II antas vara: $G_{Ic} = 10$ MJ, $G_{IIc} = 2000$ MJ. Enaxiell kompressionsbelastning anbringades och hydrauliska trycket i borrhålet sattes till noll.

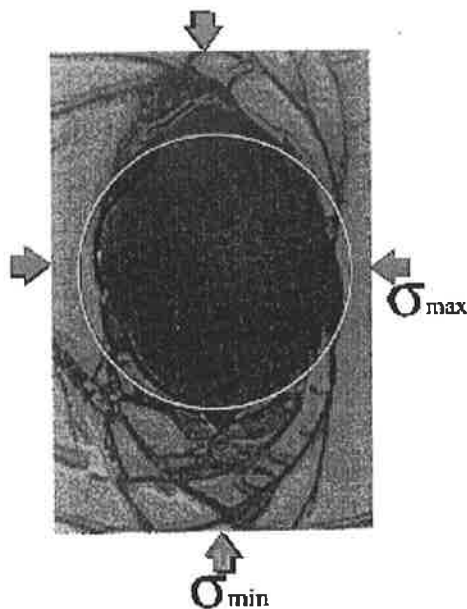
Brottutvecklingen för olika enaxiella belastningar redovisas i Figur 3. De initiella sprickorna närmast borrhålsväggen började propagera i omväxlande Mode I och Mode II vid en enaxiell belastning på 50 MPa. Sprickorna förenade sig och propagerade i riktning parallellt med borrhålsväggen. Vid belastningen 65 MPa började sprickorna i den andra raden av initiella sprickor propagera i blandad mode. Vid belastningen 70 MPa har sprickorna närmast borrhålsväggen propagerat till en längd av ca 2/3 av håldiametern.



Figur 3. Bergutfall i borrhål som domineras av propagerande dragsprickor.
 Figure 3. Borehole breakouts dominated by tensile fracture propagation

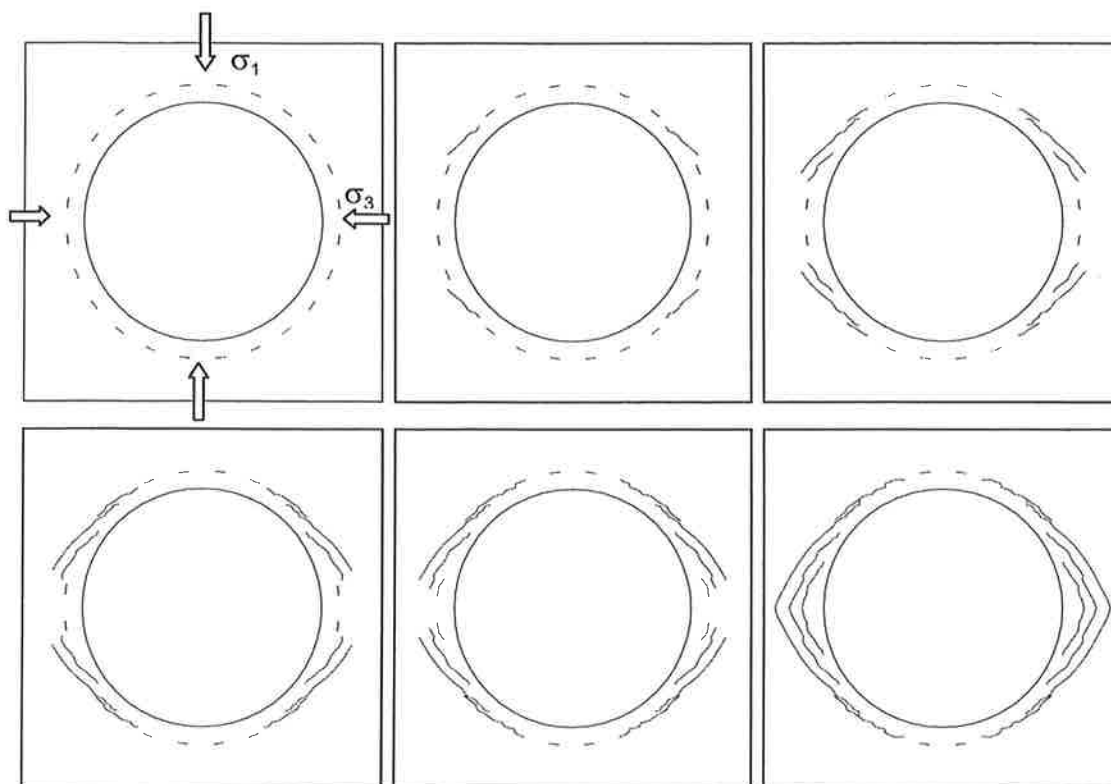
4. SIMULERING AV BERGUTFALL BILDAT GENOM SKJUVSPRICKOR

Bergutfall som bildats genom att anbringade spänningar överskrider bergartens skjuvhållfasthet är vanligt förekommande i fält och i laboratorieexperiment. Ett typfall på denna brottform visas i Figur 4 där skjuvsprickorna propagerat och korsat varandra för att skapa de lösa bergbitar som senare kan leda till bergutfall.



Figur 4. Typiska bergutfall i borrhål som bildats genom korsande skjuvsprickor
Figure 4. Typical borehole breakouts caused by shear fracturing. After Syarifuddin and Busono (1999).

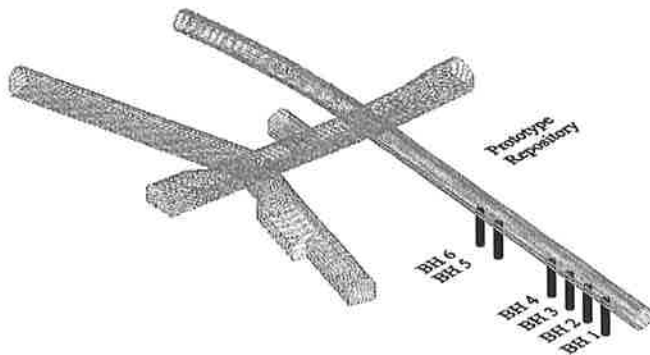
Tre olika fall av sprickinitiering och varierande hydrauliskt tryck i borrhålet har simulerats varav ett exempel redovisas här där den anbringade belastningen varierades $\sigma_1/\sigma_3 = 1.5; 2.0; 3.0$ och 4.0 och där spänningsförhållandet ökades successivt tills dess brott inträffade. Initalt introducerades ett mönster av små sprickor i bergmassan runt borrhålet. Fyra olika vattentryck i borrhålet simulerades: $\sigma_p = 0, 5\text{MPa}, 10\text{MPa},$ och 15Mpa . Ett typiskt resultat av simuleringen redovisas i Figur 5 för det fall spänningsförhållandet är $\sigma_1/\sigma_3 = 2.0$ och vattentrycket i borrhålet är 5MPa . Brott startar hos sprickor som är orienterade ca 30 grader i förhållande till minsta huvudspänningen och när spänningarna uppnått magnituden $\sigma_1 = 63\text{MPa}$ och $\sigma_3 = 31.5\text{MPa}$. Sprickpropageringen sker i huvudsak i Mode II. Den vidare propageringen av de inledande sprickorna triggas även den fortsatta sprickutvecklingen. Slutligen förenar sig eller korsar sprickorna varandra och bildar de klassiska brotten som senare leder till utfall med en geometri som har formen av hundöron. Förhållandet mellan största och minsta anbringade spänningen har en stor betydelse för brottformen (Stephansson et al., 2002). En ändring av hydrauliska trycket i borrhålet har en liten inverkan på formen hos brotten men ett ökat tryck leder till ökad brottspänning.



Figur 5. Progressiv utveckling av borrhålsutfall som domineras av skjuvbrott. $\sigma_1 = 63.0$ MPa and $\sigma_2 = 31.5$ MPa, vattenttyck $\sigma_p = 5$ MPa. *Figure 5. Progressive development of borehole breakouts, dominated by shear fracture propagation. $\sigma_1 = 63.0$ MPa and $\sigma_2 = 31.5$ MPa, fluid pressure $\sigma_p = 5$ MPa.*

5. SPRICKPROPAGERING KRING DEPONERINGSHÅL FÖR VÄRMARE I PROTOTYPFÖRVARET VID ÄSPÖ BERGLABORATORIUM

FRACOD^{2D} har använts för att studera sprickpropagering kring deponeringshålen för värmarna i Prototypförvaret vid det underjordiska berglaboratoriet i Äspö, Svemar (denna volym). I försöket testas bergmassans respons på de förhållanden som antas råda i ett kommande slutförvar. Sex stycken 1,75 m i diameter och 8 m djupa borrhål har borrats i sulan på en försöksort belägen 450 m under markytan, Figur 6. Bergarten vid Prototypförvaret domineras av Äspö diorit med ådror och gångar av finkornig granit och grönstenar. En WNW brant stupande sprickgrupp dominerar sprickbilden i området och RMR varierar mellan 60 och 70 motsvarande berg av god kvalitet. Innan borrningen av kanisterhålen genomfördes skedde en noggrann sprickkartering av bergmassan i försöksområdet, see Figure 7A. Spricknätsmodeller upprättades och nyttjades senare för simuleringsarbetet med FRACOD^{2D}.

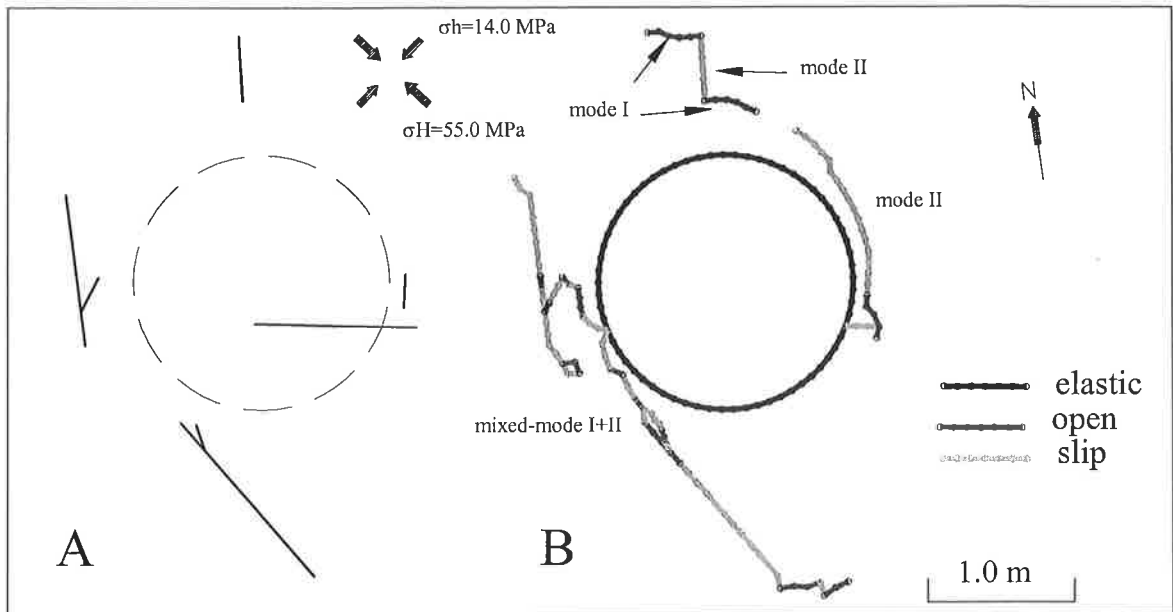


Figur 6. Värmarhålen i Prototypförvaret vid Äspö berglaboratorium, vy från NW.
 Figure 6. Canister holes of the Prototype Repository of Äspö HRL, view from NW.

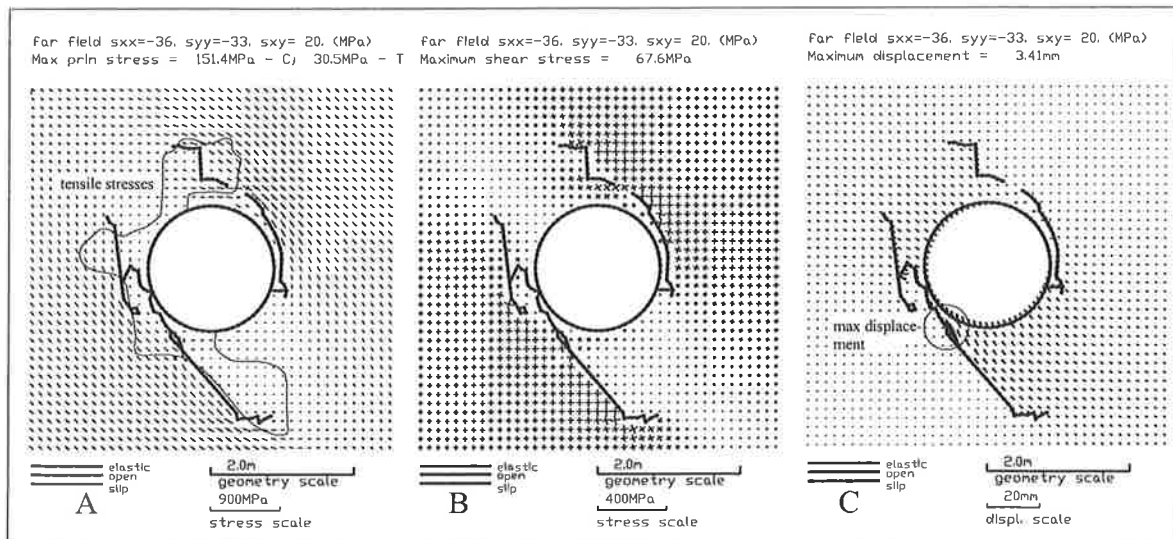
För samtliga simuleringar antogs linjärelastiska förhållanden med E-modulen = 73 GPa, Poisson's tal = 0.28. Brottsegheten för Mode I, $K_{IC} = 3.21 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ bestämdes med hjälp av trepunkts böjtestning av borrkärnor (Nordlund et al., 1999) vilket gav $G_{IC} = (1 - \nu^2) K_{IC}^2 / E = 130 \text{ J m}^{-2}$. Brottsegheten i skjuvning har ej bestämts för Äspö diorit men sattes till $K_{IIIC} = 3K_{IC}$ vilket ger $G_{IIIC} = 1171 \text{ J m}^{-2}$. Vid simuleringarna användes två olika värden på sprickstyvheter: $k_n = 272 \text{ GPa/m}$ och $k_s = 12 \text{ GPa/m}$ respektive $k_n = 6800 \text{ GPa/m}$, and $k_s = 300 \text{ GPa/m}$. Friktionsvinkeln för sprickorna har bestämts till $\phi = 30^\circ$ (Olsson, 1998) och kohesionen har antagits vara 0. Plant töjningstillstånd har antagits och två olika spänningstillstånd har simulerats för en övre störd sektion av deponeringshålet och en ostörd sektion enligt nedan:

- 1) Ostörd sektion av deponeringshålet, $\sigma_H = 34.1 \text{ MPa}$, $\sigma_h = 13.3 \text{ MPa}$, $\sigma_H - N141^\circ E$
- 2) Störd sektion av deponeringshålet, $\sigma_H = 55.0 \text{ MPa}$, $\sigma_h = 14.0 \text{ MPa}$, $\sigma_H - N141^\circ E$.

Stabiliteten hos bergmassan med antagen sprickgeometri analyserades först för det fall inget deponeringshål borrats. Resultaten visade att vissa sprickor skjuvades för givna spänningstillstånd. De flesta sprickor behöll sig dock stabila. Då deponeringshålet borrar sker ingen sprickpropagering så länge ostörda spänningstillståndet får verka. I fallet med största antagna spänningstillståndet och lägsta sprickstyvheter sker deformationer på några millimeter (max 9 mm) och befintliga sprickor skjuvas och sprickpropagering sker. Sprickpropageringen understiger 1 meter och är begränsad till området närmast deponeringshålet.



Figur 7. A) Simulerad sprickgeometri och spänningar för BH6 i Prototypförvaret; B) Simulerad brottutveckling kring borrhålet efter urborring.
 Figure 7. A) Fractures mapped in the tunnel floor before excavation of the canister hole BH6. B) Modelled deformation of fractures caused by stress relief of excavation. High far-field stresses and low fracture stiffness have been applied.



Figur 8. Spänningar och deformationer efter borring av deponeringshålet BH6. A) Huvudspänningarna; B) skjuvspänningar och C) deformationer.
 Figure 8. Stress distribution and displacement after excavation of BH6. A) Principal stresses B) shear stresses and C) displacement.

REFERENSER

- Amadei, B. and Stephansson, O., 1997 *Rock Stress and Its Measurement*, Chapman & Hall, London, 490 p.
- Ewy, R.T. and Cook, N.G.W., 1990a. Deformation and failure around cylindrical openings in rock—I. Observations and analysis of deformations, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **27**, 387-407.
- Ewy, R.T. and Cook, N.G.W., 1990b. Deformation and failure around cylindrical openings in rock—II. Initiation, growth and interaction of fractures, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **27**, 409-427.
- Germanovich, L.N. and Dyskin, A.V., 2000. Fracture mechanisms and instability of openings in compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **37**, 263-284.
- Guenot, A., 1989. Borehole breakouts and stress fields, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **26**, 185-195.
- Haimson, B.C., 2001. Fracture-like borehole breakouts in high-porosity sandstone: Are they caused by compaction bands? *Phys. Chem. Earth (A)*, **26(1-2)**, 15-20.
- Haimson, B.C. and Song, I., 1993. Laboratory study of borehole breakouts in Cordova Cream: a case of shear failure mechanism, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **30**, 1047-1056.
- Haimson, B.C. and Lee, M.Y., 1995. Estimating in situ stress conditions from borehole breakouts and core diskings—experimental results in granite, in: *Int. Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth*, Sept. 30, Tokyo, Japan, 19-24.
- Lee, M.Y. and Haimson, B.C., 1993. Laboratory study of borehole breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **30**, 1039-1045.
- Martin, C.D. Martino, J.B. and Dzik, E.J., 1994. Comparison of borehole breakouts from laboratory and field tests, in: *Proceeding on Rock Mechanics in Petroleum Engineering*. Delft, Balkema, Rotterdam, 183-190.
- Nordlund S, Li C, Carlsson B, 1999. Laboratory Tests for Determining the Mechanical Properties of the Diorite in Äspö HRL. Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, 1999.
- Olsson R, 1998. Mechanical and Hydromechanical Behaviour of Hard Rock Joints. Ph D thesis. Chalmers University of Technology, Department of Geotechnical Engineering, Göteborg.
- Shen, B., 1993. *Mechanics of Fractures and Intervening Bridges in Hard Rocks*, Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Shen, B. 2001. FRACOD^{2D} – User's Manual.
- Shen, B. and Stephansson O., 1993. Numerical analysis of Mode I and Mode II propagation of rock fractures, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **30**, 861-867.
- Shen, B. and Stephansson O., 1994. Modification of the G-criterion for crack propagation subjected to compression, *Engng. Fract. Mech.*, **47(2)**, 177-189.
- Shen, B., Tan, X., Li, C. and Stephansson, O., 1997. Simulation of borehole breakout using fracture mechanics models. In: *Rock Stress*, Sugawara & Obara (eds), 1997 Balkema, Rotterdam. 289-298.
- Syarifuddin, N. and Busono, I., 1999. Regional stress alignments in the Kutai Basin, East Kalimantan, Indonesia: a contribution from a borehole breakout study. *Journal of Asian Earth Sciences*. **17**, 123-135.
- Vardoulakis J., Sulem, J. and Guenot, A., 1988. Borehole instabilities as bifurcation phenomena, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **25**, 159-170.
- Zheng, Z., Kemeny, J. and Cook, N.G.W., 1989. Analysis of borehole breakouts. *J. Geophys. Res.*, **94(B6)**, 7171-7182.
- Zoback M. D., Mooss, D., Mastin, L. and Anderson R., 1985. Wellbore breakout and in situ stress. *J. Geophys. Res.*, **90(B7)**, 5523-5530.

FRÅN KARTERING TILL SPRICKNÄTVERKSMODELL

From fracture mapping to discrete fracture model

Peter Starzec, Geologi, Chalmers tekniska högskola, Göteborg

Johan Andersson, JA Streamflow, Stockholm

SAMMANFATTNING

En metodik för att göra bergprognoser som är lämpliga i samband med undermarksbyggande i kristallin berggrund presenteras. Arbetet fokuseras på hur man i olika skeden av förundersökning och pågående anläggningsbygge kan göra prognoser av sprickor och sprickgeometri med hjälp av stokastiska diskreta spricknätverksmodeller och hur dessa sprickprognoser i sin tur kan användas för att uppskatta mängden och storleken av löst sittande block. Tekniken tillämpas för att prediktera lösa block i bergrummet för CLAB 2 beläget vid anslutning till Oskarshamn kärnkraftverk. CLAB 2 kommer att användas som en anläggning för mellanlagring av använt kärnbränsle.

Två olika konceptualiseringar av spricknätverksgeometri vid CLAB utgör basen till framtagande av två olika stokastiska sprickmodeller. I ena modellen baseras all information om spricknätverk på kärnkartering och borrhålsgeofysik. I andra modellen används data från sprickkartering av golvet i bergrummet. Prediktioner av mängd och storlek av block görs för ett antal multipla realiseringar av samma spricknätverksgeometri och för båda modeller separat. Prognoser visar på tydliga skillnader mellan bägge modellerna. Det framgår att den predikterade blockvolymen för modellen baserad på tvådimensionell data uppvisar mindre varians och snävare konfidensintervall för de flesta parametrar av de predikterade statistiska fördelningarna för blockmängd och blockvolym. Också en formell F-varianstest resulterar i signifikant mindre varians för denna modell. Prediktioner av lösa block kan nyttjas vid planering av anläggningsarbete samt under pågående projekt för optimering av förstärkningsåtgärder.

SUMMARY

The quality of probabilistic keyblocks predictions for underground facilities depends strongly on the reliability of the conceptual fracture network model representing the portion of the rock surrounding the excavation.

A quantitative comparison between the probabilistic predictions of unstable rock blocks for CLAB 2, an underground cavity sited in granitic bedrock in southeastern Sweden, made for two different stochastic fracture networks is made. The first model is generated upon the best estimates of fracture geometry obtained from the borehole

investigations while the estimates for the second model are evaluated from the fracture mapping in the floor of the chamber. Due to differences in both the type of fracture data and the amount of the fractures available from: (i) one-dimensional –and (ii) two-dimensional fracture sampling, the generated fracture models demonstrated different properties. Consequently, the keyblocks predictions made for each model separately derive dissimilar results.

We conclude that the predictions based on the model relying on the two-dimensional fracture mapping in the chamber's floor are more reliable since both fracture orientations and fracture size could be more accurately estimated than for the model built upon the fracture borehole mapping. By performing the classical equal variance F-test on the cumulative keyblocks volume it was also shown that the precision of the keyblocks predictions from the model involving the two-dimensional data was higher than for the model generated from the one-dimensional fracture sampling

1 INLEDNING

Ingångsgeologisk riskanalys, och beslutsfattande med utgångspunkt från sådan analys, bygger på prediktioner av ingenjörs- och hydrogeologiska förhållanden i berg. Behov av sådana prediktioner finns vid bergbyggnadsarbeten. Trots att metoder för prediktioner har utvecklats snabbt det senaste årtiondet, saknas en god beskrivning av hur prediktioner bör göras och vad de kan användas till. En tillförlitligt prognos bör först ge ett underlag till ett beslut om platsens lämplighet för uppbyggnad av en viss undermarkskonstruktion och i fall platsen är godtagen för det tänkta ändamålet skall prognosen "varna" för de mest sannolika geologiska faror som kan påträffas under byggets gång. Detta arbete behandlar prognoser av sk. strukturella stabilitetsproblem dvs. blockutfall och utglidning efter existerande sprickplan.

Det finns ett antal allmänt vedertagna metoder för stabilitetsbedömning av undermarksöppningar där man först identifierar kinematisk möjliga block för att senare uppskatta deras stabilitetsstatus och i sin tur framta en lämpligt förstärkningsstrategi. De mest kända är Warburtons vektormetod (1981) och Goodman och Shis blockteori (1985). En begränsande faktor för de flesta idag använda metoder är att en prognos av blockmängd, geometrisk form och storlek sker med en ofullständig kunskap om spricknätverksgeometri. Att göra en prognos baserad på en fullständig kännedom om spricknätverksgeometrin är knappast tekniskt möjligt och inte ekonomiskt försvarbart ty det är inte möjligt att framta en deterministisk sprickmodell där varje sprickas geometri är känd. En lösning kan därför vara ett stokastisk sprickfält där sprickors geometriska egenskaper representeras med statistiska fördelningar som i sin tur reflekterar den naturliga variationen av sprickegenskaper.

Detta arbete syftar till att: (i) visa hur bergblockprognoser kan förbättras och osäkerheterna kvantifieras genom att bättre använda tillgänglig information, och (ii) visa

hur prediktioner påverkas av olika konceptualiseringar av samma frågeställning med utgång från olika typer av observationsdata tillgängliga. Den framtagna prognosmetodiken exemplifieras med ett praktiskt fall: utbyggnaden av CLAB 2 vid Oskarshamns kärnkraftverk.

2 PROGNOTICIERINGSPRINCIPER

Vi menar att prognosticeringsmetodik för ett undermarksprojekt borde kunna delas in i följande separata men ihophängande steg: (i) platsundersökning: markgeofysik, seismik, georadar, kartering av sprickor; (ii) framtagning av en konceptuell strukturgeologisk modell och skattning av modellvariabler; (iii) uppskattning av sannolikhetsfördelningen av antalet ostabila block och deras storlek samt stabilitetsförhållanden; (iv) tolkning av prediktions resultat och kvantifiering av osäkerheter. Om syftet med undersökningen är att ta fram en användbar bergmodell för att prediktera bergblock i tunnlar och bergrum, behöver beskrivningen lägga vikt på storlek av sprickor, deras orientering, rumslig mönster, intensitet och om sprickor ligger som isolerade strukturer i bergmassan eller bildar ett nätverk.

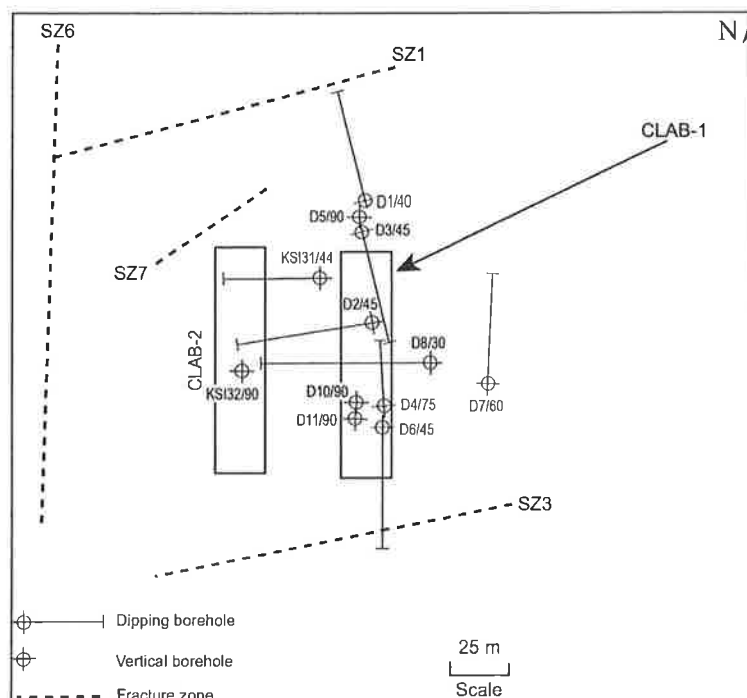
I en stokastisk sprickmodell betraktas geometriska egenskaper som sannolikhetsfördelningar och sprickors rumsliga mönster representeras med en matematisk/statistisk process. Sprickornas geometri approximeras med de statistiska fördelningar som återspeglar observerade data med högst statistisk signifikans. När nätverkets geometriska egenskaper har approximerats med en sannolikhetsfunktion genomförs en Monte Carlo simulering där det slumpmässigt dras ett värde från alla sannolikhetsfördelningar för varje genererade spricka i modellen. För att modellen skall ge en så pass realistisk bild över sprickgeometri som möjligt krävs ett stort antal multipla realiseringar (Monte Carlo simuleringar) av ett och samma spricknätverk. Till slut görs en blockprognos separat för en och varje modell (realisering) och resultatet blir ett slags sammanvägt medelvärde av alla gjorda prognoser.

3 KONCEPTUELLT SPRICKNÄTVERK FÖR CLAB

Prognosticeringsmetodiken illustreras med ett praktiskt exempel från CLAB 2. CLAB 2 är 115 m lång, 21 m bred och 27 m hög anläggning. Huvudsakligen presenteras två olika prognoser för bergblocksstabilitet. Metodiken för båda prognoserna är densamma; skillnader ligger i att de prognoser bygger på två olika konceptualiseringar av spricknätverksgeometrin. Den ena konceptualisering bygger på sprickdata från kärnkartering och geofysisk kartering i borrhål medan andra konceptualisering vilar på information tillgänglig från sprickarteringen i golvet av anläggningen.

3.1 Sprickdata

För den första konceptualiseringen av spricknätverket vid CLAB användes sprickdata från kärnkartering (Moberg, 1995a, Moberg, 1995b) och BIPS mätningar (Gustafsson och Strähle, 1997) i tolv borrhål, mellan 50 och 90 m djupa som var både vertikala och lutade. Figur 1 visar borrhålsplacering i relation till CLAB 1 och CLAB 2 bergrummen. och större svaghetszoner identifierade med refraktionsseismik och kontrollborrningar. De mest kompletta sprickdata fanns tillgängliga från BIPS mätningar i två borrhålen KSI31 och KSI32 (Figur 1) därför beslöts att utnyttja dessa hål för fortsatt modellering. Mätningar i dessa hål gav sprickorienteringar, sprickvidd, genetisk sort och mineralfyllning. Vidare gjordes ett val av den sort av sprickor som ansågs vara av störst betydelse för bergmekaniska frågeställningar (blockstabilitet). I och med att det inte fanns några data från en bergmekanisk analys av sprickegenskaper tillämpades ett storlekskriterium som baserades på sprickvidden enligt vilket bara de sprickor med en vidd större än 4 mm antogs vara betydelsefulla för efterföljande blockprognoser. Majoriteten av de enligt kriteriet valda sprickorna visade sig vara aplitådror till en viss grad tektoniserade, samt sprickor fyllda med klorit.



Figur 1. CLAB anläggningar med identifierade större svaghetszoner och lokalisering av undersöknings borrhål.

Simplified view over the CLAB site.

Den andra konceptualisering av spricknätverksgeometrin byggde på information tillgänglig från sprickartering i golvet inne i bergrummet. Vid detta skede och med underlag från den samlade geologiska expertisen på plats gjordes en annan bedömning om vilken typ av diskontinuiteter som har största benägenhet att utgöra glidytor för

bergblock i anläggningens tak och väggar. Man konstaterade då att sprickor fyllda med klorit (övervägande majoritet) och kalcit var av intresse för vidare blockstabilitetsberäkningar.

3.2 Spricknätverksgeometri/FracMan modell

Spricknätverket representeras numeriskt i en stokastisk modell. De stokastiska spricknätverken skapades med datakoden FracMan (Dershowitz m.fl., 1998). Genereringsprincipen består i att en prognos av nätverksgeometri och sprickegenskaper inom en bergvolym görs med utgång från de statistiska fördelningar som är representativa för observationsdata eller (i fall viss typ av data saknas) från kvalificerad gissning dvs. generisk kunskap, expert bedömning eller tidigare erfarenhet.

4 SKATTNING AV MODELLVARIABLER

För det studerade tillämpningsexemplet vid CLAB 2 genererades olika stokastiska sprickmodeller utifrån de två olika konceptualiseringar av spricknätverksgeometri: Modell 1 baseras på den första konceptualiseringen dvs. på sprickartering i borrhål och Modell 2 baseras på den andra konceptualiseringen dvs., utifrån data på bergrumsgolvet. Huvudkomponenter av Modell 1 och Modell 2 presenteras i Tabell 1.

Tabell 1. Stokastiska komponenter av två olika konceptualiseringar av spricknätverksgeometri vid CLAB anläggningen. Modell 1 baseras på endimensionell sprickartering medan Modell 2 baseras på tvådimensionella sprickdata.

Stochastic components of two different conceptualisations of fracture network at CLAB site. Model 1 is based on one-dimensional fracture mapping whereas Model 2 is based on two-dimensional data.

Modell komponenter	Modell 1	Modell 2
Typ av diskontinuiteter	Fyllda sprickor med aperturen överstigande 4 mm	Sprickor fyllda med klorit och kalcit
Rumsligt mönster	3D Poissonfördelning	3D Poissonfördelning
Sprickorientering	Icke-parametrisk bootstrappfördelning (inga kluster)	Kluster 1: 156° (azimut), 60° (stupning), Fisherfördelning Kluster 2: 67° (azimut), 75° (stupning), Fisherfördelning
Sprickgeometri	Disk	Ellips
Sprickstorlek	Sprickradie logN fördelad; $\bar{R}=12\text{m}$, $\sigma_R=26.5\text{m}$	Kluster 1: radie logN fördelad, $\bar{R}=4.8\text{m}$, $\sigma_R=1.7\text{m}$ Kluster 2: radie logN fördelad, $\bar{R}=4.5\text{m}$, $\sigma_R=1.4\text{m}$
3D sprickintensitet	$1.1\text{m}^2/\text{m}^3$	$1.55\text{m}^2/\text{m}^3$
Modell storlek	$120*60*60\text{m}^3$	$130*60*60\text{m}^3$

4.1 Rumsligt mönster

Sprickornas rumsliga mönster kan antingen vara helt slumpartat eller ha en mer ordnad struktur där det finns tydliga kluster med förhöjd sprickintensitet. För Modell 1 undersöktes spricklagesvariationen med spektraldensitet och variogramanalys (Barton och La Pointe, 1995; Isaaks och Srivastava, 1989). Bägge analyserna genomfördes för sprickor i hål KSI31 och KSI32. Varken spektralanalys eller variogramanalys visade några tecken på en annan rumslig fördelning än en rent slumpmässig. Sprickpositioner i modellen representerades därför med en 3D Poissonfördelning. Även om ingen analys av rumslig variation gjordes för Modell 2 och ingående skattningar av modellens komponenter baserades på en annan typ av diskontinuiteter än för Modell 1 antogs det även för Modell 2 att alla diskontinuiteter oberoende av deras typ är slumpartat fördelade i rymden.

4.2 Sprickorientering

För sprickorna i Modell 1 hittades inga tydliga orienteringskluster och det stokastiska nätverket genererades med en s.k. bootstrapsfördelning (Efron, 1982) dvs. sprickor genererade i modellen hade exakt samma orienteringar som de observerade sprickorna. För Modell 2 hittades däremot två distinkta orienterings grupper/kluster och varje grupp approximerades med bästa anpassning till statistiska fördelningar med hjälp av den s.k. ISIS algoritmen (Dershowitz m.fl., 1998). Den fördelning som hade bästa passning till de två grupperna var Fisherfördelningen (Mardia, 1972) som motsvarar en normalfördelning för sfäriska data. I Tabell 1 presenteras orientering av statistiskt funna huvudvektorer för varje kluster.

4.3 Sprickstorlek

Skattning av sprickstorlek för Model 1 och Model 2 gjordes efter olika antaganden och procedurer. För Modell 1 fanns praktiskt taget inga direkta data för storleksbedömning. Därför användes ett kriterium som bygger på ett mer generiskt samband mellan sprickans apertur och längd. Sambandet fanns tillgängligt som en empirisk relation från studier genomförda av Vermilye och Scholz (1995) och gällde för ådror fyllda med finkornig granit i granodioritisk berggrund vid Florence Lake regionen i Kalifornien. Med hänsyn till litologiska likheter mellan Florence Lake och CLAB platser antogs att samma empiriska samband skulle gälla också för CLAB platsen. Radien på sprickor i Modell 1 skattades direkt genom att konvertera apertur data till spricklängd med hjälp av kvoten mellan apertur och spricklängd presenterad av Vermilye och Scholz. Kvoten uppmättes till $1.9 \cdot 10^{-3}$.

För Modell 2 där sprickspårlängd-data fanns karterade i CLAB 2 golvet användes en mer avancerat tillvägagångssätt för att skatta sprickradie. Först antogs en hypotetisk statistisk fördelning och dess parametrar för sprickradie och en stokastisk modell genererades. I modellen läggs sedan en karteringsyta motsvarande orientering och storlek på CLAB 2 golvyta och en syntetisk provtagning av sprickskärningar från ytan

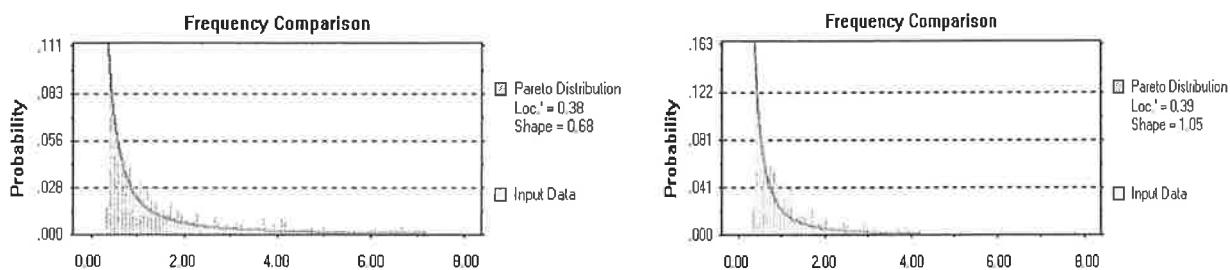
görs. I nästa steg jämförs statistiken mellan verkliga spårlängdsdata och de syntetiskt karterade. Beroende på avvikelser mellan statistiken för verkliga och syntetiska data görs en justering av primära antaganden om radiefördelning och en ny modell genereras. Processen fortsätter tills minsta skillnad mellan observerade och syntetiska data hittas.

4.4 Sprickintensitet

Sprickintensiteten i modellerna uttrycks som kvoten mellan den totala arean på alla sprickytor inne i modellen och volymen inom vilken spricknätverks genererats. Kvoten kallas ofta volymetrisk sprickintensitet. I FracMan förkortas den som P_{32} . Eftersom den inte är möjligt att mäta direkt, estimerades sprickintensitet numeriskt i modellen genom att utnyttja sambandet mellan P_{32} och den mätbara endimensionella sprickintensiteten (antalet sprickor per meter borrhål kallad P_{10}). Sambandet presenterades först av Dershowitz och Herda (1992).

5 PREDIKTIONER AV BLOCKMÄNGD OCH BLOCKSTORLEK

Prognoser av mängd, storlek och stabilitet av lösa block inne i CLAB 2 gjordes med en numerisk kod RockBlock (Dershowitz m.fl., 1995). I korta drag ser RockBlocks beräkningschema ut på följande sätt: (i) alla sprickskärningar inne i modellen räknas fram.; (ii) karta över sprickärningslinjer med bergrumstyr tas fram; (iii) bergblock som har kontakt med bergrummets perimeter identifieras; (iv) blockvolym beräknas, och (v) stabilitetsstatus bedöms. Här tillämpas Warburtons vektor metod (Warburton, 1981). I beräkningen av stabilitetsförhållanden togs ingen hänsyn till förekomst av vatten i sprickorna inte heller behandlades horisontella spänningar i berg. Figur 2 visar den predikterade volymen av lösa block för CLAB 2 för respektive Modell 1 och Modell 2.



Figur 2. Prognos av blockvolym i m^3 för CLAB 2 baserad på Modell 1 (vänster) och Modell 2 (höger).

Prediction of block volume in m^3 for CLAB 2 based on Model 1(left) and Model 2 (right).

Kurvan representerar den statistiska fördelningen som passar bäst till predikterade data. Både för Modell 1 och Modell 2 gavs den bästa anpassning av en Paretofördelning och dess parametrar anges till höger om diagrammet i bägge figurena. Eftersom det kan vara svårt att tolka stabilitetsförhållanden direkt från statistiska fördelningar i Figur 2

presenteras prognosen även i form av beskrivande statistik av predikterade data. (Tabell 2).

Tabell 2. Sammanfattning av blockprognoser för Modell 1 och Modell 2.

Summary of block predictions for Model 1 and Model 2.

Block prognos	Modell 1	Modell 2
Block volym		
median (m ³)	1.3	0.8
95% konfidensintervall (m ³)	1.1-1.5	0.7-0.9
Block volym		
Medelvärde (m ³)	4.8	1.5
95% konfidensintervall (m ³)	3.2-6.5	1.2-1.9
Std.fel. (m ³)	5.3	0.85
Största block		
Median (m ³)	77	8
95% konfidens intervall (m ³)	51-154	6-17
Aritmetisk medelvärde (m ³)	113	12
95% konfidensintervall (m ³)	43-184	5-19
Std.avvikelse. (m ³)	99	10.2
Antalet block (medelvärde)	59	38
95% konfidensintervall	53-64	33-43
Std. avvikelse	8	7
Total blockvolym		
Medelvärde (m ³)	470	59
95% konfidensintervall (m ³)	316-625	48-70
Std.avvikelse (m ³)	215	15

Alla i Tabell 2 predikterade parametrar baseras på data från 10 Monte Carlo simuleringar där varje simulering betraktas som ett separat dataset.

6 DISKUSSION

Utvärdering av probabilistiska prognoser för tunnelstabilitet är en komplex process. De prognoser som sammanfattas i Figur 2 och i Tabell 2 är stokastiska prognoser vilket innebär att prediktioner gäller för hela berggrummet men blockpositioner är omöjliga att fastslå. Den typen av prognoser kan därför ha lika stor betydelse för valet av ett optimalt läge för undermaksobjektet (riktning) samt dimensioner och formen innan bygget påbörjas som för val av förstärkningsstrategi när berggrummet väl har sprängts ut. För att prognoser ska göra nytta måste resultatet presenteras på sådant sätt att det lätt kan tillämpas även av de som inte deltog i själva prediktionsprocessen och besitter begränsade kunskaper om ett stokastiskt spricknätverkskoncept.

Det är inte alltid helt klart vilka parametrar av den beskrivande statistiken (Tabell 2) som skall användas för att ta fram en lämplig förstärkningsstrategi. Just för blockprognoser, där histogrammet för predikterade blockvolym visar tydligt en icke-

symmetrisk form, är aritmetiska medelvärdet starkt beroende av de få men höga värdena i histogrammets svans och är betydligt större än medianvärdet (se Tabell 2 där medelvärdet för blockvolym och Modell 1 är lika med 4.8 m^3 medan medianvärde är 1.3 m^3). I sådana fall är medianvärdet rent statistisk mer representativ för hela populationen än medelvärdet men rent praktiskt säger medianvärde inte mycket mer än att populationens tyngdpunkt/mittpunkt ligger just där. Om man däremot kommit fram till att prediktera det största blocket längs tunnel kan förstärkning göras med hänsyn till detta och även om sådan förstärkning inte behöver vara lika omfattande på alla ställen kan den garantera att hela bergrummets stabilitet är säkrad. T.ex. om man skulle designa förstärkningen efter övre gränsen för 95% konfidens intervall för största blocket i Modell 1 dvs. 184 m^3 då vore sannolikheten att det sker ngt större block fall väldigt liten. Åt andra sidan en sådan förstärkning skulle innebära stora kostnader och tidsåtgång.

Den totala blockvolymen som predikterades som en ostabil massa (Tabell 2 sista raden) tycks ha mindre betydelse vid förstärkningsplanering eftersom den inte säger mycket om hur stora block det kan bli fråga om utan bara ger ett mått på den mängd bergmaterial som kan rasa eller glida in i tunnelöppningen. Parametern kan dock vara till nytta när ett bygge planeras när det finns en möjlighet att anpassa anläggningens placering och formen så att förstärkningskostnader kan optimeras redan i tidigt skede.

Blockprognoserna gjorda för Modell 1 och Modell 2 visade på relativt sett stora skillnader. Största skälet till de i Tabellen 2 presenterade avvikelser mellan modellerna var att de byggdes enligt två olika konceptualiseringar av spricknätverks geometri. Konsekvensen av att det i det ena fallet genererades en stokastisk modell med underlag från endimensionell borrhållsprickkartering (Modell 1) och i det andra fallet med data från tvådimensionell kartering (Modell 2) hade en stark påverkan inte bara på själva modeller men även den predikterade blockvolymen. Samtidigt som i det närmaste är omöjligt att kvantitativt jämföra de två prognosers noggrannhet kan deras precision uttryckas i mer kvantitativa termer. Ett sätt att bedöma prognosens precision är att skatta dess variationskoefficient vilken är kvoten mellan populationens standard avvikelse och dess medelvärde. I vårt fall använder vi oss av de parametrar i Tabell 2 även om de bygger på bara 10 Monte Carlo realiseringar. Här framgår det tydligt att för de flesta predikterade parametrar är variationskoefficienten för Modell 2 lägre än för Modell 1. T.ex. är variationskoefficient för blockvolym lika med 1.1 för Modell 1 och 0.6 för Modell 2; för största blocket är koefficienten 0.88 för Modell 1 och 0.85 för Modell 2 och för den totala blockvolymen är relationen 0.46 och 0.25 respektive. Ett annat sätt att undersöka prognosernas precision är att genomföra en formel Fisher-test vilket också kallas F-test eller varianstest. Det testet går ut på att man mäter kvoten mellan varianser från två dataset (Modell 1 och Modell 2 i detta fall) och jämför den med en kritisk F-statistik (Davis, 1986; Swan och Sandilands, 1995) för det antal frihetsgrader man har och för den antagna signifikansnivån. Resultatet från F-testet visade att variansen inom data för Modell 1 var signifikant större än variansen för Modell 2. Detta tyder på att man har lyckats åstadkomma högre precision med prognoser baserade på Modell 2 än Modell

1. Man kan dra slutsatsen att den mest troliga orsaken till högre precision för Modell 2 var ingångsvariablerna till den stokastiska modellen dvs. spricknätverksgeometri egenskaper skattades med högre precision och uppvisade mindre spridning.

Erkännanden

Detta arbete genomfördes inom ramen för SveBeFo:s projekt: "Prediktioner för ingenjörsgelogisk riskanalys" Nr. 621/821.

Referenser

Barton C and La Pointe P (1995) *Fractals in the Earth Sciences*. Plenum Press. New York.

Davis JC (1986) *Statistics and Data Analysis in Geology*. John Willey & Sons. New York.

Dershowitz W, Carvahlo J and Foxford T (1995) *FracMan/RockBlock. Discrete Fracture Rock Block Stability Analysis. User documentation, version 1.0*. Golder Assoc. Inc. Seattle.

Dershowitz W and Herda H (1992) Interpretation of fracture spacing and intensity. In Tillerson JR. and Wawersik WR. (Eds.) *Rock mechanics; Proceedings of the 33rd U.S. symposium* 33: 757-766.

Dershowitz W, Lee G, Geier JE, Foxford T, La Pointe P and Thomas A (1998) *FracMan. Interactive Discrete Feature Data analysis, Geometric Modeling and Exploration Simulation. User documentation, version 2.6*. Golder Assoc., Inc. Seattle, Washington.

Efron B (1982) *The Jackknife, the bootstrap, and other resampling plans*. SIAM monograph No. 38. Society of industrial and Applied Mathematics. Penn. Philadelphia, 92p.

Goodman RE and Shi G (1985) *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*. Prentice-Hall, Inc. New Jersey.

Gustafsson Ch and Stråhle A (1997) *Borehole TV images from KSI 31 and KSI 32*. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. PM PPM 97-3450-12. Stockholm.

Isaaks EH and Srivastava RM (1989) *Applied Geostatistics*. Oxford University Press, New York.

Mardia KV. *Statistics of Directional Data*. London: Academic Press Ltd., 1972.

Moberg M (1995a) *Utbyggnad av lagringskapacitet Clab-Simpevarp. Berggrundundersökning 1978*. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. PM 95-3450-06, Stockholm.

Moberg M (1995b) *Utbyggnad av lagringskapacitet Clab-Simpevarp. Berggrundundersökning 1979*. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. PM 95-3450-07, Stockholm.

Swan ARH and Sandilands M (1995) Introduction to Geological Data Analysis. Blackwell Science Ltd. London.

Vermilye JM. and Scholz ChH (1995) Relation between vein length and aperture. Journal of Structural Geology 17, 3: 423-434.

Warburton PM (1981) Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 18: 415-427.

STRATEGI FÖR ATT UPPRÄTTA BERGMEKANISK PLATSBESKRIVNING

Strategy for Rock Mechanics Site Descriptive Modelling

Johan Andersson JA Streamflow AB

Rolf Christiansson, SKB

John A. Hudson, Rock Engineering Consultants UK

SKB har utvecklat en strategi för att upprätta bergmekanisk platsbeskrivning. Beskrivningen omfattar initiala spänningar samt deformations- och hållfasthetsparametrar för det intakta berget, sprickorna och bergmassan. Bergmassans mekaniska egenskaper uppskattas med empiriska metoder och med numerisk simulering, men en sammanvägd bedömning är nödvändig. Spänningstillståndet beskrivs utifrån en sammanvägning av spänningsmätningar, geologiska faktorer, numerisk simulering och osäkerheter. Strategin behöver granskas fortlöpande och vid behov revideras.

SKB has developed a Rock Mechanics Descriptive Modelling Strategy. The model describes the initial stresses and the distribution of deformation and strength properties of the intact rock, of fractures and fracture zones, and of the rock mass. Rock mass mechanical properties are estimated by empirical relations and by numerical simulations but overall judgement is finally needed. The stress modelling approach integrates stress measurements, geological factors, numerical modelling and the uncertainties involved. The strategy should be reviewed and, if required, updated as appropriate.

INLEDNING

Svensk kärnbränslehantering AB (SKB) har ansvaret för hantering och slutförvaring kärnavfall som produceras i Sverige. Under 2002 planerar SKB att påbörja platsundersökningar med djupa borrhål vid tre olika platser (SKB, 2000). Platsundersökningen, som genomförs i olika steg, skall ge det breda kunskapsunderlag som behövs för att kunna värdera lämpligheten hos de undersökta platserna. Som en del av den omfattande planeringen av platsundersökningarna har SKB utvecklat en strategi för att ta fram en bergmekanisk platsbeskrivning (Andersson et al., 2002). Liknande strategier tas fram för andra ämnesområden. Strategin är anpassad till SKB:s behov, lokalisering och uppförande av ett KBS-3 liknande djupförvar, men borde även ha ett mer generellt intresse.

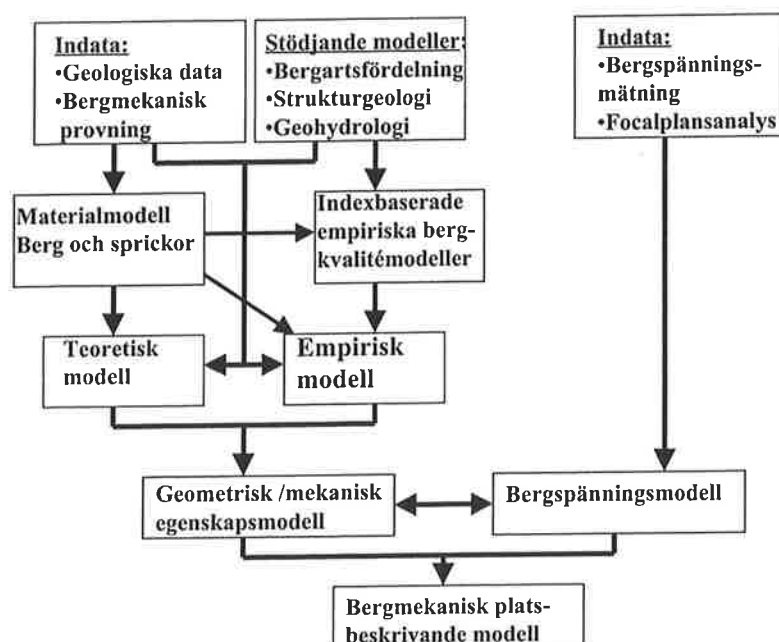
Platsbeskrivande modellering

Uppmätta data vid platsundersökningen tolkas till en *platsbeskrivande* modell som täcker ämnesområdena geologi, bergmekanik, termiska egenskaper, hydrogeologi, hydrogeokemi, transportegenskaper och ytnära ekosystem (SKB, 2001). Den platsbeskrivande modellen utgör underlag för arbetet med förvarsutformning och säkerhetsanalys och ska utgöra hörnstenen vid värderingen av förståelsen av platsen.

Beskrivningarna inom de olika ämnesområdena ska vara inbördes konsistenta. Rumslig variation, såväl som osäkerheter på grund av få uppmätta data eller andra tolknings-svårigheter ska kunna hanteras och beskrivas. Beskrivningen görs i regional och lokal skala. Den lokala beskrivningen ska täcka in tänkbara lägen för förvaret och dess omedelbara omgivning, d v s en yta om cirka 2 – 4 km² och ner till ca 1000 m djup.

Bergmekanisk platsbeskrivning

Figur 1, visar ett principiellt flödesschema för den bergmekaniska platsbeskrivande modelleringen. Den ska omfatta de bergmekaniska egenskaper och parametrar som behövs för att kunna göra förvarsutformning, med analyser kopplade till denna, och för att kunna värdera förvarets säkerhet. För den de analyser som görs för att bestämma förvarets utformning (design) behöver beskrivningen omfatta *initiala spänningar* samt *deformations-* och *hållfasthetsparametrar* för det intakta berget, sprickorna och bergmassan.



Figur 1 Principiellt flödesschema för den bergmekaniska platsbeskrivande modelleringen. Flowchart for the site descriptive rock mechanics modelling.

Bergmassans egenskaper bör primärt anges i 'tunnelskala' (30 m x 30 m x 30 m). I denna skala hanteras de väsentligaste mekaniska processer som kan förväntas i bergrum av de dimensioner som planeras för KBS-3 liknande djupförvar. Det tillåtna osäkerhetsspannet i modelleringsresultatet avgörs av vilken ingenjörsmässig och säkerhetsmässig betydelse de har.

ANSATS OCH GENOMFÖRANDET AV ETT "TEST CASE"

Strategin för den platsbeskrivande modelleringen ska vara *transparent*, dvs. ge en systematisk beskrivning av använda teorier, ingångsdata, dataflöde och använd tolkningsmetodik. Den principiella metodiken, **Figur 1**, prövades därvid, i ett testfall, "Test Case", på ett begränsat urval av data från Äspö berglaboratorium. Testet innebar att göra ta fram en bergmekanisk beskrivning utifrån dessa data och jämföra denna beskrivning med en beskrivning som tagits fram med fullständig tillgång till alla data (se Hudson ed., 2002). För arbetet togs det fram stegvisa *instruktioner* ('protocols'). Varje instruktion omfattar *mål*, *metodik* för genomförande och *produkter*. Samtidigt genomfördes ett interngranskningsförfarande för att få full genomlysning av utvecklingen av modelleringsstrategierna och för att värdera resultaten från testen.

BERGMASSANS MEKANISKA EGENSKAPER

Prediktioner av bergmassans deformationsmodul och bergmassans hållfasthet, i tunnelskala (dvs. ca 30 m) är väsentliga vid förvarsutformningen. Under platsundersökningen är det i princip inte möjligt att mäta bergmassans egenskaper direkt, utan dessa måste uppskattas. Bestämningen kan göras med empiriska metoder eller genom numerisk simulering utifrån det intakta bergets och sprickorna egenskaper. Båda dessa ansatser innebär dock betydande osäkerheter.

Identifiering och utvärdering av primärdata

Under platsundersökningen kommer spänningar och bergmekaniska egenskaper att bestämmas i borrhålsundersökningar och i laboratorieundersökningar av borrhärnor. Förutom dessa primära data ska dock den bergmekaniska beskrivningen i första hand utnyttja den geologiska beskrivningen av platsen som tas fram parallellt.

Bergmekanisk enhålstolkning

Ett första steg i en empirisk beskrivning är att söka bestämma olika bergmekaniska index, som Q och RMR, längs mätta borrhål. Denna enhålstolkning utgör sedan grunden för en tredimensionell uppskattning av fördelningen av dessa index. Alla parametrar som ingår i t.ex. Q eller RMR kan dock inte bestämmas från borrhålsdata, utan måste uppskattas på annat sätt och beror även på hur indexen senare ska användas. Även fränsett detta finns det klara inslag av bedömning vid bestämningen av olika Q-faktorer eller RMR-termer längs ett borrhål också när bergets egenskaper är väl kända.

Extrapolation till tre dimensioner

Den bergmekaniska beskrivningen ska omfatta hela bergvolymen och hantera osäkerheter, rumslig variation och tilltro. Tillgängliga data täcker dock bara en mycket begränsad del av denna volym. Den stora utmaningen för prediktionsarbetet är därför att extrapolera denna information till hela modellvolymen.

Basen för den tredimensionella modelleringen utgörs av den geologiska modellens beskrivning av berget med angivna sprickzoner och bergdomäner. Bergdomänerna omfattar bergvolymen som bedömts ha, statistiskt sett, homogen fördelning av bergarter och

sprickighet. Det är uppenbart att den geometriska beskrivningen är osäker och det är väsentligt att inse att det finns en småskalig variation inom bergdomänerna, men som beskrivs statistiskt. Geologisk homogena områden behöver vidare inte nödvändigtvis innebära homogena mekaniska egenskaper även om en god korrelation bör förväntas. Följande erfarenheter erhålls under arbetet med testfallet:

- Det är fundamentalt att söka förstå och värdera den geologiska modellen från ett bergmekaniskt perspektiv. Den geologiska modellen ska utgöra basen för prediktion av den rumsliga fördelningen av bergmekaniska egenskaper. Parameter som redan finns i den geologiska modellen (t ex sprickstatistik) är viktiga indata till bergmekanikern. Den rumsliga variationen i den geologiska modellens domäner utgöra underlag för beskrivning av den rumsliga variationen i den bergmekaniska beskrivningen.
- Visualisering och geostatistiska analyser ger stöd till den tredimensionella beskrivningen, men under platsundersökningen kommer avståndet mellan borrhål sannolikt vara mycket längre än beräknade korrelationsavstånd. Extrapolation på rent statistiska grunder kan knappast göras.
- Spänningsberoende parametrar ska inte hanteras genom att dela in berget i (vertikala) subdomäner. Det är bättre att beskriva spänningsberoendet direkt inom respektive bergdomän. Om det finns andra, egenskapsdriva, skäl kan bergdomänerna behöva delas in i ytterligare subdomäner för den bergmekaniska beskrivningen, men det kan ofta vara bättre att behålla ett fåtal domäner och istället öka osäkerhet och variabilitet inne i dessa.

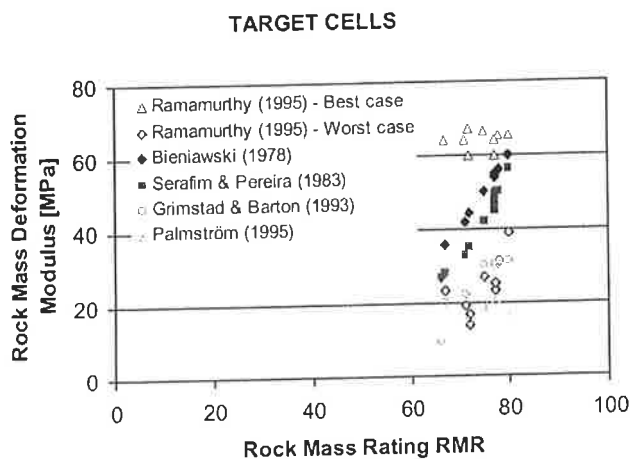
Empiriska metoder för att bestämma bergmassans mekaniska egenskaper

En ansats för att bestämma bergmassans mekaniska egenskaper är att utnyttja empiriska samband som tagits fram för olika bergklassificeringssystem som Q och RMR. Inom testfallet utvärderade och använde Röshoff et al. (2002) flera sådana relationer. Om dessa samband används beskrivs den rumsliga variationen och osäkerheten i de mekaniska egenskaperna väsentligen av den rumsliga variationen och osäkerheterna i bestämningen av de olika indexen.

För en specifik situation är det uppenbart att det alltid går att hitta en god korrelation mellan Q eller RMR och bergmassans mekaniska egenskaper genom att justera koefficienterna i relationerna, eller genom att justera de olika viktningsfaktorer som används vid bestämning av Q eller RMR. En sådan ansats blir dock mindre användbar om ytterligare justeringar behövs för varje enskild plats eller tillämpning. Röshoff et al. (2002) visar också att skillnaderna blir betydande om olika relationer används, se **Figur 2**. Det krävs erfarenhet och omdöme för att välja "rätt" relation.

Det finns flera osäkerheter och frågetecken som behöver beaktas. De empiriska relationerna är empiriska och bygger inte på fysikaliska samband. Om en viss relation är användbar bestäms av om den tagits fram för en byggsituation och geologisk miljö som är likvärdig med det problem som ska studeras. Vidare hanteras i regel spänningsberoenden och inverkan av vatten genom att justera ingående faktorer och inte direkt i de

relationer som tagits fram för att bestämma deformationsmodul eller bergmassans hållfasthet. Det innebär svårigheter att använda parametervärdena i t ex numerisk simulering där spänningsfältet varierar under beräkningen. Till detta kommer osäkerheter i den rumsliga variationen och de osäkra bedömningar som alltid måste göras för att bestämma Q eller RMR längs borrhål.



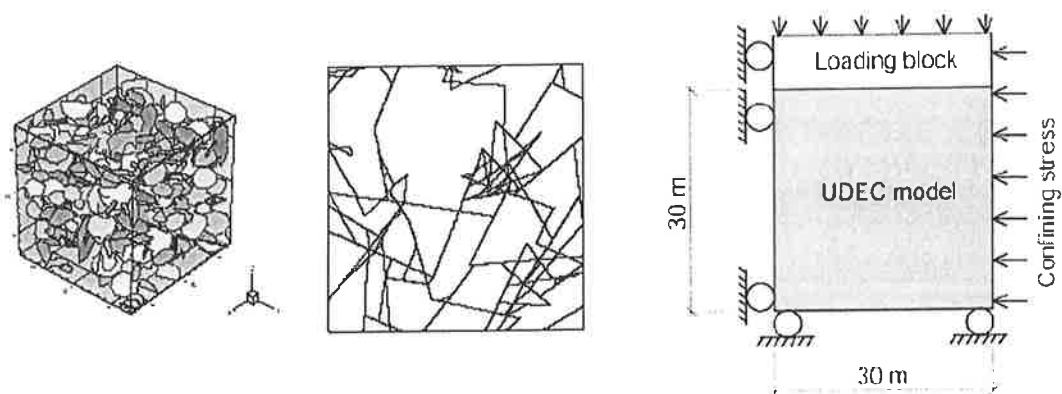
Figur 2 Olika empiriska relationer ger en stor spridning av predikerad E_m , men tillämpligheten hos relationerna beror på det specifika problemet och den geologiska miljön (från Röshoff et al., 2002, Figur 6.15). *Different empirical relations result in a wide spread in predicted E_m , but the applicability of the relations are specific to the problem and geological setting (from Röshoff et al., 2002).*

Teoretisk numerisk beräkning av mekaniska egenskaper

Ett tänkbart alternativ till de empiriska metoderna är att numerisk beräkna bergmassans mekaniska egenskaper utifrån kända egenskaper hos berget, dvs. sprickgeometrin och det intakta bergets och sprickornas mekaniska egenskaper. Sådana beräkningar är dock inte triviala eftersom sprickgeometrin ofta är komplex och eftersom sprickornas och det intakta bergets mekaniska egenskaper inte är lineära och varierar i rummet.

Inom testfallet utvecklade och genomförde Staub et al. (2002) en numerisk stokastisk analys, se **Figur 3**. Utifrån tillgänglig sprickstatistik producerades multipla realiseringar av tredimensionella spricknätverk med hjälp av s.k. diskret spricknätprogramvara (FracMan). Från spricknätverken gjordes tvådimensionella tvärsnitt, som sedan analyserades mekaniskt (UDEEC). Den mekaniska analysen genomfördes som ett simulerat mekaniskt test och utifrån beräknade deformationskurvor beräknades sedan ekvivalent deformationsmodul och berghållfasthet.

Även i detta fall finns det flera osäkerheter och frågetecken som behöver beaktas. Osäkerheter om val av mekanisk modell för det intakta berget, hur spänningsberoende hanteras, betydelsen av simuleringsdomänens storlek och randvillkor finns med kan bemästras med adekvata känslighetsanalyser. Betydelsen av förenklingen från 2D till 3D, som gjorts av resursskäl, är mindre uppenbar. Till detta kommer osäkerheter i den rumsliga variationen av det intakta bergets och sprickornas egenskaper och geometri.



Figur 3 Teoretisk/numerisk simulering av bergmassans egenskaper (baserat på Staub et al. /2002/.) *Theoretical/numerical simulation of rock mass properties (based on Staub et al., 2002)*

Sammanvägd värdering

Med tanke på osäkerheter och frågetecken både hos empiriska och teoretiska ansatser är det uppenbart att det inte går att rekommendera en enda ansats. Olika metoder behövs för att bestämma bergmassans mekaniska egenskaper och det behövs en metod för en samlad värdering av resultaten.

Efter ett första steg med olika insatser, som kan vara empiriska och teoretiska, för att prediktera bergets mekaniska egenskaper följer lämpligen en fas av *harmonisering* och *komplettering*. Syftet med denna fas är att kontrollera hur indata använts, hitta och rätta fel, att identifiera och lösa gemensamma frågor (t ex om hur den geologiska modellen ska användas) som inte är metods specifika och att göra olika deltagare mer kunniga om varandras ansatser.

Efter kompletteringar görs en gemensam *kombinerad prediktion* i en samlad värdering med ingående expertis. Följande faktorer bör därvid beaktas: grad av *överensstämmelse* mellan prediktioner, *tilltron* till olika prediktioner, den *ingenjörsmässiga betydelsen* av skillnader mellan prediktioner och relevant *ingenjörsmässig erfarenhet*. Förfarandet prövades framgångsrikt under arbetet med testfallet. Det är också väsentligt att komma ihåg att ett av platsundersökningens mål är att hitta bergvolymmer som är lämpliga för slutförvaret, dvs. bergvolymmer av hög mekanisk kvalitet. När bergkvaliteten är god blir skillnaden mellan olika ansatser lägre och många av svårigheterna som diskuteras hör blir då inte så allvarliga.

SPÄNNINGSTILLSTÅND

Det initiala spänningstillståndet är naturligtvis en nödvändig del av den platsbeskrivande modellen. Spänningstillståndet ger initialvillkor både vid analytisk och numerisk analys av vilka spänningar som uppstår som följd av kommande berganläggningar. De initiala bergspänningarna uppkommer som en kombinerad effekt av bergmaterialets tyngd (gravitation) och tektoniska krafter. Lokalt påverkas dessutom spänningsfältet av

sprickor och sprickzoner i olika skalor. Även andra faktorer, som kvarstående spänningar, vattentryck och temperatur kan påverka spänningarna lokalt. Det är inte trivialt att bestämma bergspänningar eftersom spänningsfältet varierar i rummet och eftersom genomförande och utvärdering av spänningsmätningar kräver kompetens och kvalitetskontroll. Dessa problem måste kunna hanteras i strategin för prediktioner.

Tillgänglig information om bergspänningar – primära data

Spänningsinformation finns tillgänglig som globala spänningsdatabaser, sammanställd information från Fennoscandia och som spänningsmätningar i borrhål (överborrning och hydraulisk spräckning) vid den undersökta platsen. Den globala och regionala informationen är värdefull som referens, men också för att sätta randvillkor vid modellering. Lokalt uppmätta spänningar måste utvärderas och tolkas.

Geologisk utvärdering av bergspänningarna

Spänningsinformationen måste tolkas i det geologiska sammanhang som gäller för den undersökta platsen. Det ger ökad förståelse och ger ledning för det fortsatta arbetet med att bestämma spänningsfördelningen. Det är framförallt viktigt att söka förstå hur sprickor och sprickzoner påverkat den rådande spänningssituationen och kunna bestämma motiverade randvillkor vid eventuell numerisk simulering. Den geologiska utvecklingsmodellen ger dessutom värdefullt underlag för att söka bestämma utvecklingen av spänningsfältet i regionen.

I testfallet beaktade Hakami et al. (2002) den tektoniska utveckling i Äspöområdet. Under den skandinaviska plattans mycket långa utvecklingshistoria har den utsatts för flera stora deformationshändelser som har satt spår i sprickor och sprickzoner. Man kan därmed förvänta sig att bergets strukturer ska påverka spänningssituationen. Därför genomfördes även numeriska simuleringar för att studera detta.

Numerisk modellering av det initiala spänningstillståndet

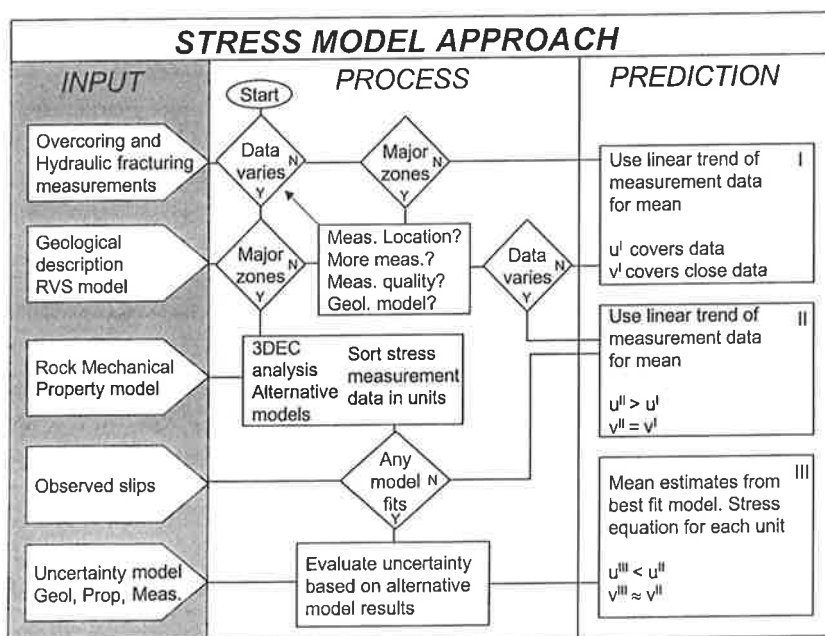
Numerisk modellering kan användas för att undersöka mekanismer som kan tänkas påverka ett visst spänningsmönster vid en plats. För testfallet studerade Hakami et al. (2002) olika publicerade exempel på sådan modellering och genomförde sedan själva en numerisk analys för Äspöområdet för att illustrera en tänkbar ansats. Bergmassan beskrevs som ett kontinuum och de större sprickzonerna beskrevs som plana enkla diskontinuiteter. Spänningsfältet beräknades sedan som ett resultat av en deformation genom att ansätta det regionala spänningsfältet som randvillkor. Under antagandet att de senaste tektoniska rörelserna (sprickrörelserna) orsakats av ett regionalt spänningsfält som liknar dagens ger modellen därvid en indikation om de rådande spänningsvariationerna i området.

Modellering kan inte användas för att bestämma den generella spänningsnivån, den ges ju av randvillkoren, men den kan hjälpa till med att interpolera/extrapolera spänningar uppmätta i ett fåtal punkter i borrhål till ett tredimensionellt spänningsfält. Modelleringen ger också underlag för att kunna bedöma spänningsvariationen och osäkerheter kan bedömas med känslighetsanalyser. Betydelsen av olika geologiska

modeller, olika fördelning av mekaniska egenskaper och olika randvillkor kan studeras numeriskt.

Rekommenderad metodik för att ta fram en modell av initiala bergspänningar

Utifrån gjorda erfarenheter utvecklades en integrerad metodik för att bestämma det initiala bergspänningsfältet. Metodiken kombinerar information från bergspänningsmätningar, geologiska faktorer, numerisk modellering och värdering av osäkerheter, se **Figur 4**. Arbetet sker stegvis och börjar med en preliminär bestämning av spänningsfältet utifrån mätta data och en bedömning av platsen komplexitet. Om spänningsfältet och geologin är komplex, med många genomkorsande större sprickzoner, kan det därefter vara motiverat med numerisk analys. Olika antaganden (sprickgeometri, mekaniska egenskaper och randvillkor) kan analyseras för att belysa tänkbara förklaringar till de observerade spänningarna



Figur 4 Flödesschema för metodiken för spänningsmodellering (från Hakami et al. 2002). *Flowchart for the stress modelling (from Hakami et al., 2002),*

I regel gäller att enkla modeller (t ex en linjär trend) oftast är att fördra framför komplexa modeller om inte det senare ger en klart bättre förklaring av de observerade spänningarna. Speciellt är det inte bra att använda ickelinjära kurvanpassningar (t ex flergradspolynom eller exponentialfunktioner) eftersom dessa knappast kan motiveras mekaniskt och kan ge märkliga resultat utanför kurvanpassningsområdet. Det är överhuvudtaget viktigt att ange var i bergvolymen som modellen gäller och framförallt till vilket djup. Prediktioner på större djup än gjorda mätningar måste behandlas med stor försiktighet.

Modellresultaten måste värderas utifrån gjorda bergspänningsmätningar och observerade skjuvdeformationer. Det är ett svårt steg eftersom spänningsfältet i modellen beror på

randvillkor och sprickzonernas geometri och mekaniska egenskaper. De olika antaganden som ligger bakom varje beräkning behöver jämföras och värderas. Prediktionen av det initiala spänningsfältet ska även innehålla en kvantifiering av variabilitet och osäkerheter. Tilltron behöver bedömas.

Tilltron till bestämningen av spänningsnivån beror på tilltron till spänningsmätningarna och platsens komplexitet. Inne i och i närheten av stora sprickzoner varierar spänningarna mycket både till riktning och magnitud. Utanför sprickzonerna blir bestämningen mer säker eftersom den rumsliga variationen där förväntas vara lägre. Medelriktningen för den största huvudspänningen kan i regel bestämmas med god säkerhet eftersom både det regionala spänningsmönstret och lokala mätningar kan användas vid bedömningen.

KVALITETSKONTROLL OCH STRATEGI FÖR FÖRBÄTTRINGAR

Platsundersökningen görs i olika steg. Det innebär att även den bergmekaniska utvecklas stegvis. Nya versioner av beskrivningen görs när en ny omgång av data blir tillgängliga och revisionerna koordineras med övriga ämnens revisioner. Detta ställer speciella krav på kvalitetskontroll. För full spårbarhet måste modelleringen hantera kontroll av indata, tolkning av indata och dokumentation av modelleringsprocessens alla beslut.

Den är en fundamental princip i den platsbeskrivande modelleringen att olika ämnesområden (geologi, bergmekanik, hydrogeology, hydrogeokemi m.fl.) ger en konsistent beskrivning av platsen. Den bergmekaniska beskrivningen utgår i stora delar från den geologiska och till viss del från den hydrogeologiska beskrivningen. Detta måste beaktas, men den bergmekaniska utvärdering ger också värdefull information tillbaka till geologi och hydrogeologi. Följande nyckelaspekter behöver beaktas vid den bergmekaniska modelleringen. Förstår modelleraren den geologiska modellen? Är den bergmekaniska beskrivningen av platsen realistisk? Vilka medvetna och omedvetna antaganden har gjorts? Är orsaken till spridning i mätta data förstådd?

När platsundersökningarna fortskrider kommer mer erfarenheter att samlas, dessutom pågår utveckling världen över. Därför behövs det förberedda mekanismer för att granska och revidera strategin för att bestämma bergmekaniska egenskaper. Revideringen ska inte bara ta hänsyn till tekniska framsteg utan ska även fortlöpande beakta hur den bergmekaniska informationen används i vidare analyser inom platsutvärderingen.

SLUTSATSER

Den här redovisade strategin för att bestämma bergmekaniska egenskaper utgör en grund för den praktiska utvärderingen av bergmekaniska data vid SKB:s platsundersökningar. Metodiken ger tillräcklig ledning för att ansätta ett systematiskt arbetssätt för en inledande bedömning om platsernas är lämpliga ur mekanisk synpunkt. Metodiken kan dock behöva utvecklas för att motsvara behov för den mer detaljerade förvarsutformning som görs under de senare delarna av platsundersökningen.

REFERENSER

Andersson J., R. Christiansson and J.A. Hudson, 2002, Site Investigations Strategy for Development of a Rock Mechanics Site Descriptive Model, SKB TR 02-01, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm

Hakami E., H. Hakami and J. Cosgrove, 2002, Strategy for a Rock Mechanics Site Descriptive Model. Development and testing of an Approach to modelling the State of Stress. SKB Report R 02-03, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.

Hudson (ed), 2002, Strategy for a Rock Mechanics Site Descriptive Model. A Test Case based on data from the Äspö HRL, SKB Report R-02-04, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.

Röshoff K., F. Lanaro, L. Jing, 2002, Strategy for a Descriptive Rock Mechanics Model. Development and Testing of the Empirical Approach, SKB R-02-01, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.

SKB, 2000, Samlad redovisning av metod, platsval och program inför platsundersökningsskedet, Svensk kärnbränslehantering AB, Stockholm.

SKB, 2001, Site Investigations. Investigation methods and general execution programme, SKB TR-01-29, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, Sweden.

Staub, I, Fredriksson, A. and Outters, N. , 2002, Strategy for a Descriptive Rock Mechanics Model. Development and Testing of the Theoretical Approach. SKB R-02-02, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.

FÖRUNDERSÖKNINGAR FÖR MILJÖPRÖVNING

Pre-investigations aimed for application to the environmental court

Börge Knutsson, Citytunnelprojektet

A. Sammanfattning

När ett projekt ska prövas enligt miljöbalken både vad avser vattenverksamhet och miljöfarlig verksamhet krävs att projekteringen drivs så långt att anläggningsutformning, byggmetoder och miljöpåverkan i bygg- och driftskedet kan bestämmas med förhållandevis stor precision. Detta medför i sin tur att större delen av de geotekniska förundersökningarna måste göras i projektets inledningsfas.

Inom Citytunnelprojektet har mycket omfattande förundersökningar gjorts och genomgående har modern undersökningsteknik använts. Data har levererats och lagrats digitalt. Därigenom kan modern informationsteknik användas och alla primärdata finns tillgängliga för dem som har behov av det.

Genom miljödomstolens prövning av miljöfarlig verksamhet måste lämpliga och möjliga byggmetoder vara utredda då miljöbalken kräver att bästa möjliga teknik ska användas om det inte är ekonomiskt orimligt. Vad som är ekonomiskt rimligt avgörs av miljödomstolen.

B. Summary

The Citytunnel project shall be submitted to the Environmental Court for its approval of the project's environmental impacts during construction and operation. The impacts foreseen are largely in relation to groundwater conditions but also to the surrounding urban areas in general e.g. regarding noise and vibrations, air pollution, use of matters subject to restrictions, magnetic fields etc.

To meet these requirements it is necessary to put considerable effort into details regarding plant design and construction methods to be used. The law prescribes that the best available technology shall be used if it is not economically unreasonable. The Environmental Court will then rule under which conditions the project can be executed and operated.

During the layout and design phase comprehensive pre-investigations have been made using modern investigation methods. The factual data are delivered in digital form. Thereby modern information technology can be used for communication with concerned parties.

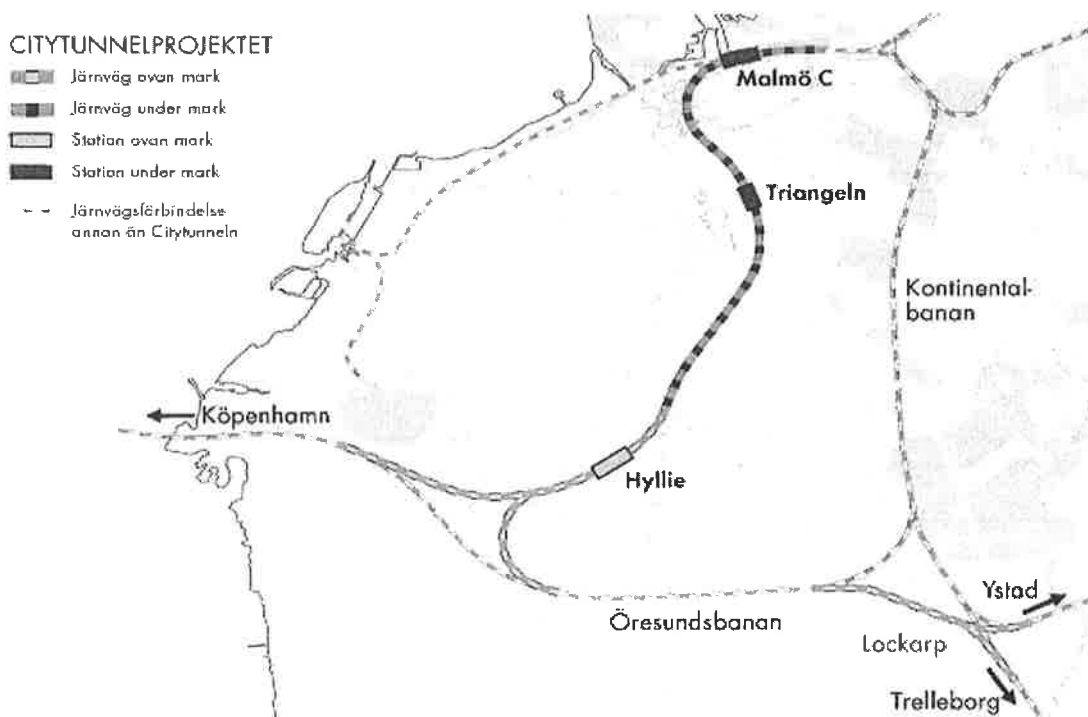


Fig1. Karta över Citytunnelprojektet
Figure1. Map Showing the Citytunnel project

1. Beskrivning av Citytunnelprojektet

Öresundsförbindelsen, som öppnade den 1 juli 2000, var det första steget i ett av världens största infrastrukturbyggen mellan två länder. Citytunnelprojektet är det andra steget, länken som knyter ihop regionens tågtrafik. Citytunneln bidrar till en dynamisk och flexibel arbets- och bostadsmarknad, med större valfrihet för individen att välja bostads- och arbetsort.

Citytunnelprojektet består av 18 km järnväg genom Malmö, varav sex km går i två parallella tunnlar under centrala Malmö. 4,6 km borrar i kalkberget cirka 20 m under markytan medan resterande del schaktas från markytan. Tunnelarna borrar med sköldade bormaskiner med tät front, som förhindrar grundvatten att rinna in i de färdigborede tunnelarna. Tunnelrören kläs med armerade betongelement, så kallad lining.

Malmö C byggs om och får en inglasad hall, som sträcker sig genom hela stationen i nord-sydlig riktning. Därmed skapas ett nytt stråk som leder till de nuvarande perrongerna och till den nya underjordiska stationsdelen. Den får fyra spår med två mellanliggande perronger och uppgångar till den inglasade hallen, Hjälmarkajen och mot Slagthusområdet. Stationen väntas få 34 000 resande per dygn år 2010.

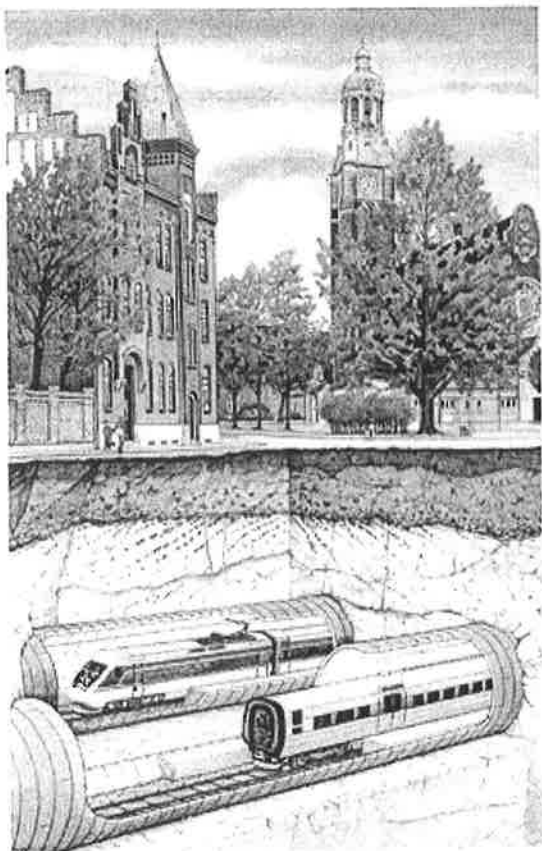


Fig 2. Sprängskiss visande tunnlar strax norr om station Triangeln
 Figure 2. Cutaway view of tunnels north of Triangeln station

Station Triangeln byggs som en berggrumsstation mitt i Malmö. Den underjordiska stationen får två spår och en mellanliggande perrong samt uppgångar i norr och söder, med gångavstånd till Konsthallen, Musikteatern, Malmö IP, Tandvårdshögskolan, universitetssjukhuset MAS, Möllevångstorget och mängder av arbetsplatser och butiker. År 2010 beräknas antalet resande vara omkring 37 000 per dygn.

Station Hyllie placeras ovan mark intill Hyllie vattentorn. Stationen, som blir en knutpunkt i den nya stadsdelen Hyllievång väntas få 16 000 resande per dygn år 2010.

När riksdagen den 14 december 2001 godkände regeringens föreslagna järnvägssatsningar innebar det också det slutgiltiga beskedet om hur Citytunnelprojektet ska finansieras.

Kostnaden beräknas till 8 800 Mkr. Byggstart planeras till år 2003, då hela tillstånds- och projekteringsprocessen, inklusive upphandlingar, beräknas vara klar. Start för kommersiell drift beräknas ske år 2008.

2. Tillståndsprovning av större järnvägsprojekt

Allmänt

Större järnvägsprojekt ska prövas enligt lagen om byggande av järnväg, LBJ, varvid tillåtligheten ska avgöras av regeringen med stöd av 17 kap. miljöbalken, MB. Om projektet innebär påverkan på t.ex. grundvattnet ska projektet prövas enligt 9 kap. MB. Projektet får inte strida mot gällande detalj- eller översiktsplaner. De utarbetas och fastställs i enlighet med plan och bygglagen, PBL.

Processerna för prövningen enligt LBJ och MB är delvis sammanflätade. För närvarande finns ingen klart uttalad praxis för hur processerna ska genomföras och gripa in i varandra. Ofta löper detaljplaneprocessen parallellt med de båda andra processerna.

Lagen om Byggande av Järnväg

Lagen om byggande av järnväg, LBJ, trädde i kraft 1996-02-01. Vissa justeringar gjordes 1999 i LBJ för att samordna den med MB när denna lag trädde i kraft. LBJ beskriver en prövningsprocess som är indelad i tre steg, nämligen förstudie, järnvägsutredning och järnvägsplan. Se sista sidan.

Förstudie

Ur ett behov av nya transportmöjligheter uppkommer en idé att bygga en ny järnväg. Utredningsarbetet inleds med att identifiera de ändamål som ska tillgodoses med den nya järnvägen. Resultatet av dessa studier samlas i en förstudie. Det är viktigt att alla aspekter belyses, som trafikeringsupplägg, anläggningsutformning, investerings- och driftkostnader, miljöpåverkan, intrång i områden som utgör riksintresse etc.

Järnvägsutredning

Syftet med järnvägsutredningen är att få underlag för regeringens beslut om projektet är tillåtligt ur det allmännas perspektiv. Därför måste det framgå av handlingarna om projektet är förenligt med allmänna hänsynsregler, hushållningsbestämmelser, miljökvalitetsnormer och fastställda detaljplaner. En MKB ska ingå i järnvägsutredningen och den ska godkännas av berörd länsstyrelse.

Ansökan om tillåtlighet sänds till Banverket. Banverket ska pröva projektet och insända handlingar. Banverket ska foga ett eget yttrande om projektet när ärendet sänds till regeringen för avgörande. Regeringen prövar projektets tillåtlighet enligt föreskrifterna i 17 kap. MB.

Järnvägsplan

I järnvägsplaneskedet studeras det alternativ, som förklarats tillåtligt av regeringen, och projekteringen drivs så långt att det går att ange i detalj vilka intrång och olägenheter som projektet medför i både bygg och driftskedet. En järnvägsplan ska därför innehålla en relativt detaljerad beskrivning av anläggningsutformningen, projektets intrång och omgivningspåverkan och vilka skyddsåtgärder som planeras komma till utförande.

Järnvägsplanen ska möjliggöra en avvägning mellan enskilda intressen och de specifika intressen, som följer av att ett järnvägsprojekt ska genomföras. En fastställd järnvägsplan berättigar den sökande bl.a. till att få ta erforderlig mark i besittning.

Fastställelse av järnvägsplanen görs av Banverket. Beslutet kan överklagas till regeringen.

Miljöbalken

Miljöbalken, MB, trädde i kraft 1999-01-01 och den ersatte flera tidigare lagar. Avsikten med MB var bl.a. att skapa förutsättningar för en samlad bedömning av ärendena.

De vattenverksamheter som erfordras för ett järnvägsprojekt ska prövas enligt 11 kap. MB. Projekt kan också prövas enligt 9 kap. MB, miljöfarlig verksamhet.

Genom att ett projekt prövas i miljödomstolen uppnås en rättstrygghet för allmänheten och sakägare genom att domstolsförhandlingarna sker offentligt och i enlighet med en process som är reglerad i lag. Ett flödesschema för processen återges i bilaga 1.

Handläggningen vid miljödomstolen tar vanligtvis knappt ett år för mindre projekt och mer än ett år för större.

Plan och Bygglagen

I Plan och Bygglagen, PBL, har samlats det regelverk som gäller för markplanering och för byggandet generellt. PBL trädde i kraft 1987.

Kommunerna styr byggandet inom sitt område genom översiktsplaner och detaljplaner eller områdesbestämmelser. Processen fram till en detaljplan finns reglerad i PBL.

Regeringen får inte förklara ett projekt som prövas enligt LBJ tillåtligt i strid med en gällande detaljplan och inte heller får järnvägsplanen fastställas i strid med gällande detaljplan. Detsamma gäller för miljödomstolen vid en prövning enligt MB.

3. Förundersökningar

Citytunnelprojektet är framför allt ett geoteknik- och miljöprojekt i den betydelsen att de stora riskerna är nära förbundna med osäkerhet om de geotekniska förhållandena. Därför har modern förundersökningsteknik använts för att kartlägga grundförhållandena.

Berggrunden i Malmö består av ett ungt kalkberg. Det är blott ca 50 miljoner år gammalt, dvs. det bildades efter det att dinosaurierna dog ut. Över kalkberget finns inom den centrala delen av staden lermorän, som avsatts under inlandsisen. Över lermoränen finns sediment, som avsatts i de hav som tidvis funnits över området sedan isen drog sig tillbaka. Överst finns kulturlager och, i vissa delar av Malmö, betydande områden med fyllnadsmaterial.

Malmö är en gammal stad. Bebyggelsen i Malmö har trots det en förhållandevis homogen struktur när det gäller grundläggningen. Det stora flertalet byggnader är grundlagda på den fasta lermoränen. Några få byggnader är pålade och några äldre byggnader är grundlagda i de övre lagren, dvs i sediment, kulturlager och utfyllnadsmassor. Ett fåtal byggnader är grundlagda på eller i kalkberget.

Utredningsarbetet inleddes med att en konceptuell geologisk modell över området sammanställdes. Materialet hämtades från t.ex. SGU och Malmö stad. Gatukontoret i Malmö höll då på att sammanställa all geoteknisk information i en GIS-databas, Malmö GeoAtlas. Den är baserad på ca. 15 000 borrhningar av högst varierande kvalitet. Endast ett fåtal borrhningar gav någon information om kalkberget.

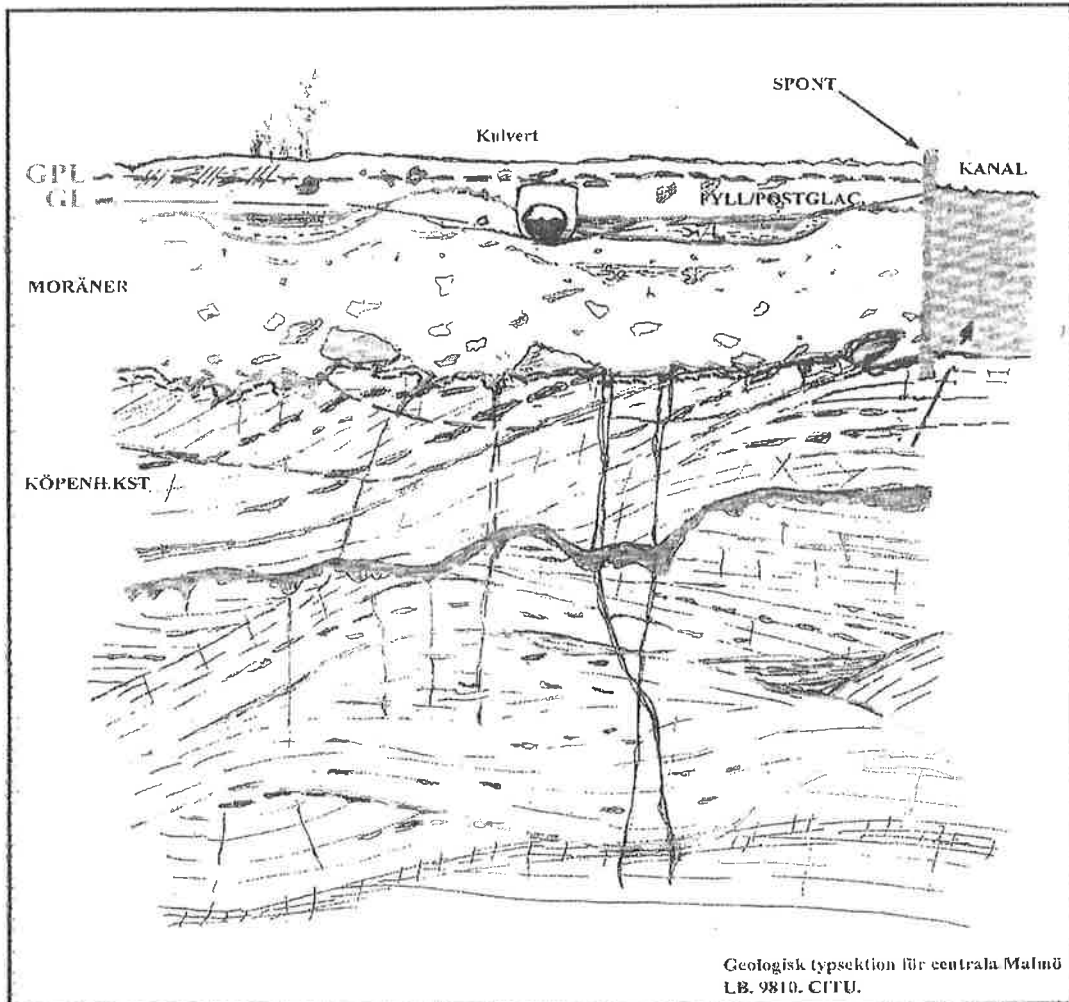


Fig 3. Typsektion för grundförhållandena i Malmö.
Figure 3. Typical section of ground conditions in Malmö.

För att skapa rumsliga samband mellan borrhålen gjordes en serie refraktionsseismiska undersökningar. Det visade sig att de var svåra att utvärdera då kalkberget har omväxlande skikt med hög och låg gånghastighet och tryckvågens gånghastighet i lermoräner ofta är av samma storleksordning som i det övre kalkberget. Det beslöts därför att inte använda refraktionsseismik i fortsättningen.

Det har länge varit känt att det finns vertikala sprickzoner genom de övre kalkstenslagren, som har sitt ursprung i förkastningar i underliggande lager. Sådana sprickzoner är starkt vattenförande och det är därför viktigt att kartlägga dem. För detta användes reflektionsseismik längs tunnellen. Station Triangeln är belägen i ett bergrum. Därför skulle en vertikal sprickzon genom det medföra stora risker och extra kostnader. Det området undersöktes med högupplösande reflektionsseismik.

Den 'standardiserade' undersökningsmetoden har varit att använda kärnboringar med Geobor S och med ett omfattande geofysiskt loggningsprogram i borrhålen. Flertalet borrhål har loggats med caliper, naturlig gamma, densitet, porositet, konduktivitet, resistivitet, temperatur, sonic och flödeslogg. Dessutom har VSP utförts liksom kapacitetstester. Förutom kärnboringarna har hammarboring använts för pump- och observationsbrunnar. Även pumpbrunnarna har loggats med hela det geofysiska programmet. Borrhålen har

klassificerats och fotograferats. Flera andra analyser har gjorts i laboratoriet som t.ex. bestämning av hållfasthetsegenskaper, kemisk sammansättning och biologiskt ursprung.

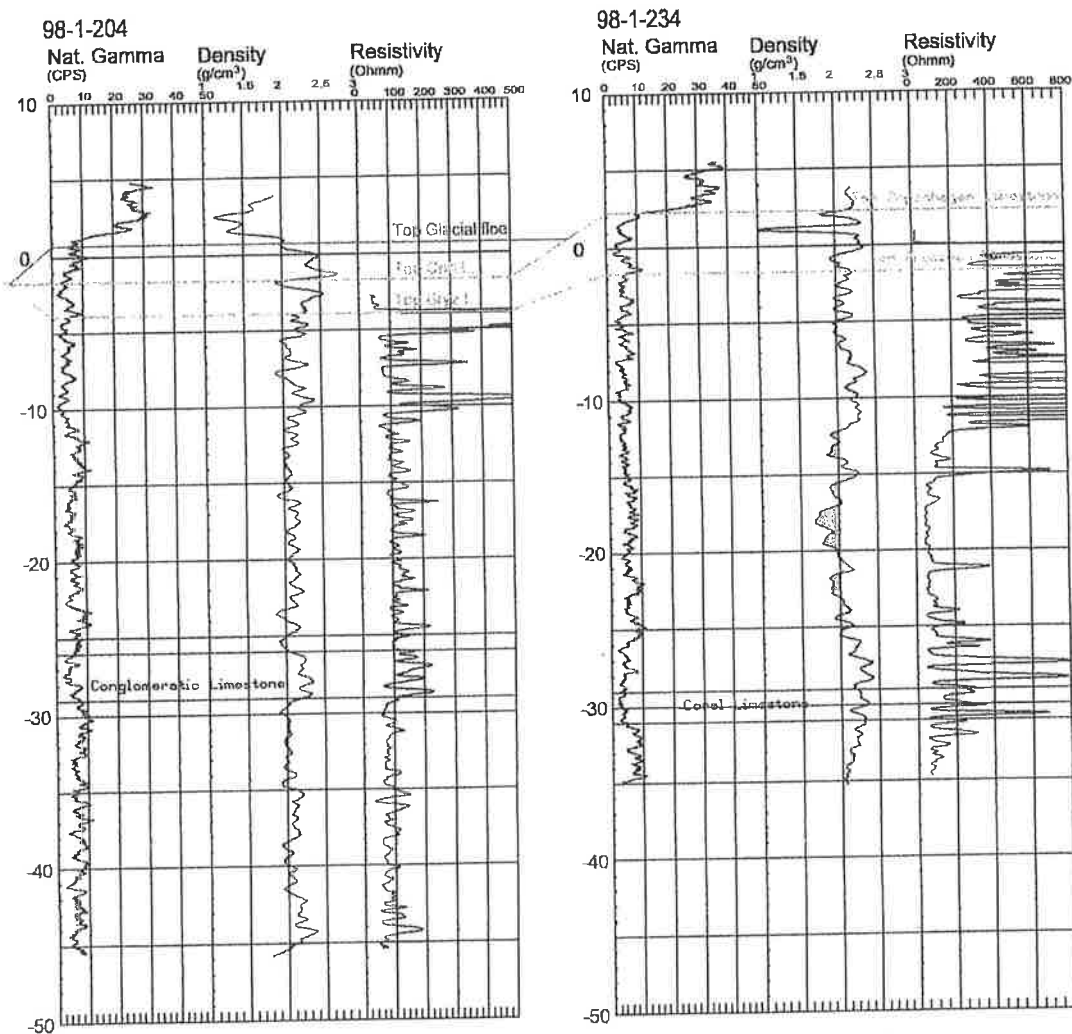


Fig 4. Exempel på geofysiska loggar från två närbelägna borrhål
Figure 4. Examples of geophysical logs of two nearby boreholes

Ett flertal propumpningar har gjorts för att få kvalificerad geohydrologisk information inom ett större område. Andra bormetoder har också prövats men kvaliteten på erhållna data har då blivit alltför låg. Totalt har nu ca. 3 km borrhörningar uttagits och kvalificerade geofysiska loggningar gjorts i drygt 5 km borrhål. Samtidigt har närmare 20 kvalificerade propumpningar gjorts.

Alla insamlade primärdata utvärderades och utifrån dessa utvärderingar upprättades en geologisk och en numerisk geohydrologisk modell. Den senare har upprättats med programvaran Mike-SHE och den täcker hela Malmö-området. Modellen använder en maskvidd på 50 m i ytterområdena, 25 m längs tunnelsträckningen och 6,25 m inom speciellt viktiga områden. Indata till modellen har hämtats från projektets egna borrhörningar och fortgående grundvattenobservationer och från annan kvalitetssäkrad information som funnits tillgänglig.

Söder om Malmö ska järnvägen dras ovan mark, oftast i skärning. I dessa arbeten ingår bl.a. 13 broar, en station och ca 500 m stödmurar. De geologiska förhållandena i söder är mycket komplicerade, ibland med sediment direkt över kalkberget och oftast med ett interglaciärt sedimentlager i lermoränen. Grundvattensituationen kommer här att påverkas permanent.

Söder om Malmö har över 300 sonderingar och provtagningar utförts, dessutom har omfattande laboratorieundersökningar gjorts. För fastställande av lermoränens egenskaper har t.ex. 26 ödometerförsök och 15 triaxialförsök utförts. Grundvattennivåer har registrerats i mer än 150 grundvattenrör, fördelade på både jordlager och kalkberg. Sex kvalificerade provpumpningar har gjorts inom de områden där permanenta grundvattensänkningar planeras. Inom Lockarpsområdet är geologin extremt komplex med tvära kast och här har sonderingar och provtagningar kompletterats med geofysiska mätningar. Resistivitetmätningar har utförts på en sträcka av ca 3 000 m med ett gott resultat.

Under hösten 2001 har pressiometerförsök gjorts, främst för att fastställa in-situ spänningar och egenskaperna hos de mjukare typerna av kalkberget. Vidare har mellanhålsseismik testats för att få ytterligare information om bl.a. bergmassans elasticitets- och skjuvmoduler. Försök har gjorts att sänka grundvattenytan över ett större område genom att samtidigt pumpa i 8 brunnar och återinfiltrera det uppumpade vattnet tillbaka till kalkberget via 4 brunnar lite längre bort. Liknande försök har även gjorts vid den södra rampen.

Vid Malmö C har ett försök gjorts att med injektering täta kalkberget. Den tänkta byggmetoden med stålspons vibrerad genom jordlagren och ned i det övre kalkberget har tillämpats runt en grop med planmått 8 x 8 m och med ett djup under markytan på ca 15 m. Permeabiliteten har undersökts före försökets start och successivt under tiden som injekteringsarbetena fortgått. Som avslutning schaktades jord och kalkberg bort inom stålsponsen och gropen fördjupades till ca. 5 m under sponsfoten.

4. Miljöpåverkan i driftskedet, krav på förundersökningar

Grundvatten

Tunnelsträckan byggs vattentät och därför påverkas inte grundvattnet av den färdiga anläggningen. Någon nämnvärd dämning beroende på att anläggningen skulle hindra grundvattnets naturliga strömning har inte kunnat påvisas. Däremot kommer en permanent grundvattenpåverkan att ske söder om staden på grund av att banan till stor del förläggas i skärning. Genom att pumpa bort grundvatten från kalkberget längs skärningarna och återinfiltrera det till både jordlagren och kalkberget lite längre bort kommer dock påverkansområdets areal att begränsas. Uppumpning och återinfiltrering sker i ett slutet system så att grundvattnet inte syresätts. Hur stor andel av det uppumpade grundvattnet som ska återinfiltreras avgörs av miljödomstolen, men uppskattningsvis kommer 85 – 100 % att återinfiltreras. Påverkansområdet, och därmed sakägarkretsen, definieras av en påverkan på grundvattennivån med 30 cm.

För att kunna bedöma påverkansområdet och de grundvattenmängder som ska hanteras har omfattande förundersökningar krävts. En närmare beskrivning av undersökningarnas omfattning framgår av avsnitt 3 ovan.

Stomljud

När tågen körs på rälerorna uppkommer vibrationer som fortplantas genom berget och upp i omgivande byggnader. Väggar och bjälklag sätts då i svängning och på så vis uppkommer stomljud, ett lågfrekvent buller med diffust ursprung. Dämpning av stomljud kan endast göras genom vibrationsisolering i tunneln.

Vibrationsutbredningen i kalkberget är starkt beroende av bergmassans fysikaliska egenskaper, främst dess elasticitets- och skjuvmoduler. Därför har speciella studier gjorts av de geofysikaliska undersökningarna så att representativa värden ska ansättas för varje utsatt del av tunnelsträckan. De källor som främst utnyttjats är VSP och sonic-loggen samt laboratorieanalyser på prover från borrhärnor.

En kartläggning av grundläggningssätt och nivå har gjorts av samtliga byggnader inom en ca 300 m bred korridor längs tunnellen. Dessa värden har lagrats i en GIS-databas. I databasen finns dessutom uppgifter om stom- och fasadmateriell, våningsantal mm. Vidare finns ritningar visande typiska planer och sektioner liksom ett foto på byggnaden sedd från gatan. Även från denna databas har indata hämtats till stomljudsberäkningen.

Buller och vibrationer

På tunnelsträckan uppkommer inte vare sig buller eller vibrationer som är av sådan storleksordning att de kan vålla besvär. Störningar kommer dock att uppkomma på bandelarna ovan mark. Då detta är konventionell teknik diskuteras de ej vidare här.

Magnetiska fält

Two typer av påverkan på eller av magnetiska fält uppkommer i driftskedet. Dels kommer magnetiska fält att bildas av kraftmatningen till tågen, dels kan befintliga magnetfält störas av att en stor järnmassa rör sig i dessa fält. I inget av fallen kan någon effektiv skärmning göras men i det första fallet kan installationerna anpassas så att magnetfältets styrka blir så liten som möjligt. I förundersökningarna har ingått att utreda dagens magnetiska fält och förekomsten av speciellt känsliga verksamheter till sådana fält.

5. Miljöpåverkan i byggskedet, byggmetoder och krav på förundersökningar

Nedan behandlas endast ett fåtal av de olika typer av miljöpåverkan, som ingår vid miljöprovningen enligt miljöbalken. De som valts ut har en direkt eller indirekt koppling till det förundersökningsprogram som genomförts.

Grundvatten

Grundvattenhanteringen vid arbetena söder om staden sker i princip så som redovisats för driftskedet ovan. Andelen återinfiltrerat grundvatten är däremot något lägre och därför blir volymen avloppsvatten i motsvarande grad större. När det gäller tunneldelen är anordningarna för hantering av grundvattnet enbart tillämpliga i byggskedet eftersom tunnlar och stationer byggs vattentäta.

Ett problemområde som underkastats noggranna utredningar är möjligheten att sänka grundvattennivån i området runt bygggroppen vid Malmö C till en nivå strax under schaktbotten. Eftersom det finns risk för förekomst av vertikala, starkt vattenförande sprickzoner, som passerar schaktgroppen har möjligheten att hålla schaktgroppen läns ifrågasatts. Skulle en sådan sprickzon lokaliseras först sedan schakten påbörjats kan det bli svårt att täta den även med användning av icke cementbaserade injekteringsmedel. Ansökan till miljödomstolen innehåller därför ett alternativ med en torr metod, där bottenplattan gjuts i torrhet och en där den gjuts med undervattensbetong. Tillstånd söks även för användning av icke cementbaserade injekteringsmedel i händelse av oväntade stora vatteninflöden.

Som framgår ovan har stora ansträngningar gjorts för att bestämma de geohydrologiska förhållandena i närområdet kring de stora schakterna. Den numeriska beräkningsmodellens

precision är viktig då den ska användas för material till miljödömsstolen och som ett verktyg under entreprenadtiden. Bland annat sakägarkretsen vid miljödömsstolen ska kunna definieras med hjälp av beräkningsresultat från den numeriska modellen. Dess känslighet vid parametervariationer har studerats och kopplats till en sannolikhetsvärdering av variationerna. Studier har gjorts av spridning av föroreningar vid injekteringsarbeten i anslutning till schakterna.

Avloppsvatten

Avloppsvatten i miljöbalkens mening är allt vatten som ska bortledas från arbetsplatserna utom det grundvatten som i slutna system pumpas upp från och återinfiltreras till kalkberget för att sänka grundvattenytan. Huvuddelen av avloppsvattnet består av bortlett grundvatten som inte återinfiltreras och vatten som samlas upp i schakterna eller på övriga arbetsplatser.

Även för beräkningen av volymen avloppsvatten har den numeriska grundvattenmodellens precision stor betydelse. En svårighet i detta sammanhang har varit att ansätta en sannolik effekt av den injektering som förutsätts av schakternas väggar och botten. För att kunna bedöma detta har fullskaleförsöket genomförts.

Avloppsvattnet från de stora schakterna inom staden ska föras till en avgränsad del av den Inre hamnen. Den ska förses med länsor så att sedimentation av suspenderat material sker där. Hantering och lagring av kemikalier, oljor och liknande material ska följa de strikta regler som finns i projektets miljöledningssystem. Oljeavskiljare etc. ska finnas vid varje lager- eller arbetsplats för att avskilja sådana ämnen tidigt i hanteringskedjan. En översiktlig bedömning av påverkan på recipienten har gjorts.

Kemikalier och produkter

Av speciellt intresse inom detta område är de injekteringsmedel, som krävs för att täta schaktväggar och botten. Tätning av sprickor i kalkberget kommer att erfordras i stor utsträckning. Det gäller t.ex. byggropen vid Malmö C och bergrummet vid station Triangeln. De erfarenheter som finns i Öresundsregionen med tätning av kalkberg är dels att det alltid är svårt att nå ett bra resultat, dels att det är extremt svårt om injekteringen ska ske mot ett strömmande vatten. Ur miljösynpunkt är injektering med cementbaserade medel att föredra men vid injektering för att täta mot inströmmande vatten måste andra typer av injekteringsmedel kunna tillgripas.

Omfattande förundersökningar har gjorts för att fastställa behovet av injektering, för att finna lämpliga injekteringsmetoder och vilka resultat som kan uppnås med dem.

Förorenad mark och grundvatten

Förundersökningar med syfte att undersöka förekomsten av förorenad mark har främst gjorts genom provtagningar och analyser av grundvattnet längs tunnelsträckan och längs banan ovan mark. Enklare analyser har gjorts vid alla borrhningar medan mera heltäckande analyser har gjorts främst inom de identifierade riskområdena. En del 'fynd' har gjorts men kanske i mindre omfattning än förväntat.

Stomljud

Den källa till stomljud som är av störst betydelse är tunnelborrmaskinerna. Vibrationer uppkommer när borrhuvudet pressas mot tunnelfronten och det samtidigt roterar. I princip går det inte att reducera denna störning. Teoretiskt kan man tänka sig att restriktioner införs på arbetstiden. Det är dock olämpligt att göra det eftersom tunnelborrningen är ett viktigt arbetsmoment, som i detta och de flesta andra projekt ligger på den kritiska linjen. För

bedömningen av stömljud används empiriska värden från andra projekt då den initierande vibrationsstörens styrka är okänd.

Sättningar

Som nämndes inledningsvis är flertalet av Malmös byggnader grundlagda på den fasta lermoränen. De äldsta delarna av staden, dvs. den norra delen, är emellertid även grundlagda på mindre bärkraftigt underlag och där finns byggnader på träpålar och ev. på rustbäddar. På enstaka platser har organiskt material med en mäktighet av upp till 5-8 meters mäktighet påträffats. De områden som finns norr om Norra Vallgatan är utfyllda och av varierande ålder men stora områden utfylldes under andra halvan av 1800-talet. Här är riskerna stora att det kan finnas organiskt eller annat olämpligt material i grunden. Som tidigare nämnts har viktig information inom det här ämnesområdet samlats i projektets fastighetsdatabas.

I de norra delarna av projektet, dvs. norr om Regementsgatan, finns det därför stor risk för sättningar vid en grundvattensänkning. Strävan har därför varit att begränsa grundvattensänkningarna under bebyggelsen i norr. Detta åstadkoms genom pumpning och återinfiltrering.

Buller och vibrationer

I Citytunnelprojektet ingår flera mycket stora schakter. Vilka byggmetoder som används för schaktväggarna har stor betydelse för bullerutbredningen från arbetsplatserna. Den vanligaste metoden har tidigare varit att slå ned en spontvägg en bit ned i kalkberget och sedan fortsätta schakten utan stöd för kalkberget. Att slå spont kan inte förenas med de bullerkrav som nu finns inom tätbebyggda områden. I gengäld har kraftiga vibratorer utvecklats för neddrivning av spont eller t.o.m. så kallad 'silent piling' där spontplankorna trycks ned med hydraulik och med mothåll av de tidigare neddrivna spontplankorna.

På grund av den fasta lermoränen, som delvis också är blockrik i sin undre del, bedömdes det att 'silent piling' inte är en möjlig byggmetod. Huvudalternativet utgörs i stället av en kombination med vibrerad spont och sekantpålväggar. Den senare metoden ska användas när en mycket styv spont fordras för att reducera risken för sättningar av närliggande känsliga byggnader. Andra byggmetoder som kan komma till användning är vibrerad spont i förborrade hål, slitsmurar och i speciella fall berlinerspont o.dyl.

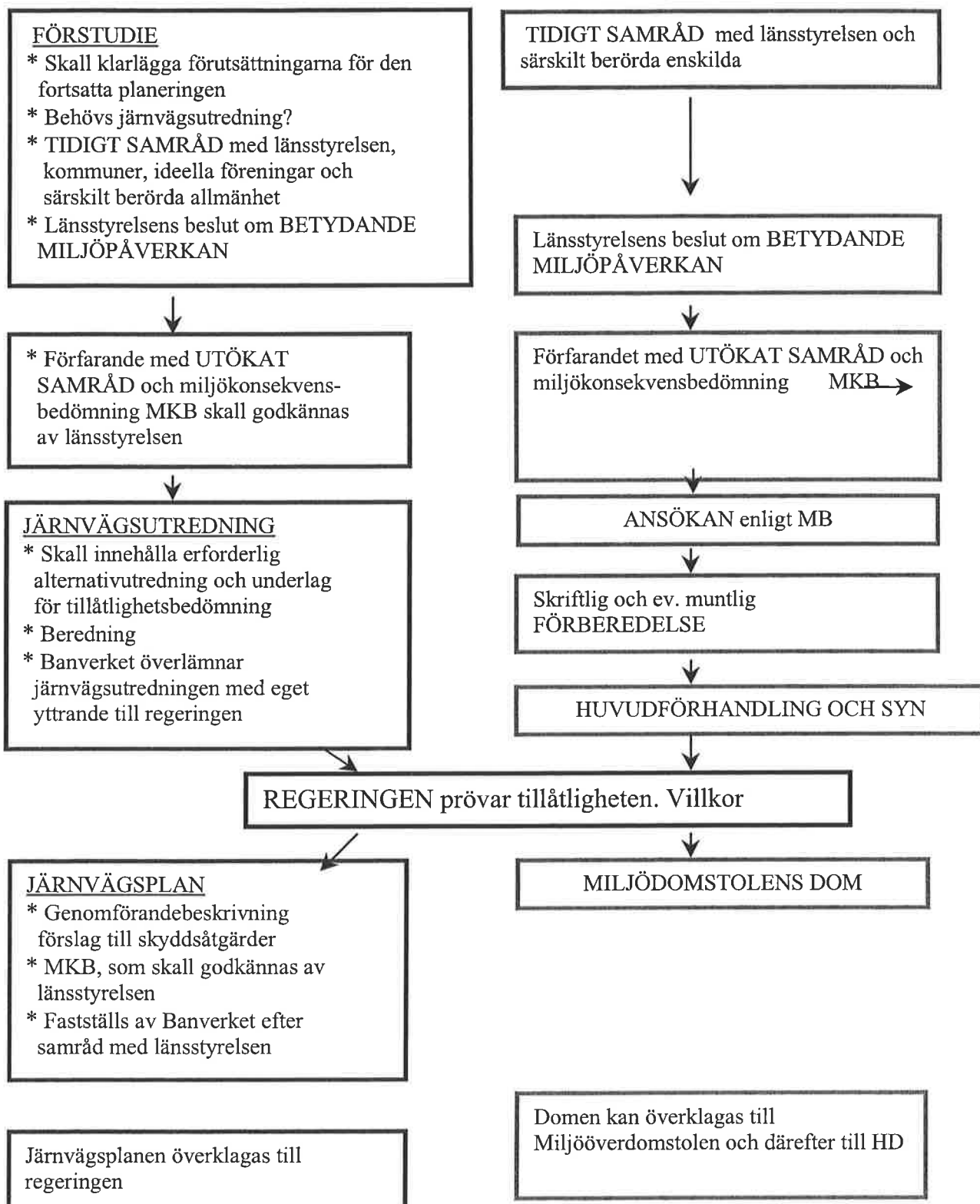
Inga speciella förundersökningar är gjorda för bedömningen av lämplig byggmetod för schaktväggar ur bullersynpunkt. Det stora antalet kvalificerade borrhningar som gjorts har givetvis bidragit till beslutsunderlaget om byggmetoder, som redovisas i ansökan om miljöprövning. Slutligt val av byggmetod kommer att fattas i nära samarbete med den framtida entreprenören.

BLOCKSCHEMA ÖVER MILJÖPRÖVNING

(i vid bemärkelse)

Lagen om byggande av järnväg

Miljöbalken



UNDERMARKSBYGGGANDE BEHÖVER BERGMEKANIKER MED HELHETSSYN

Underground construction requires rock mechanics with a broad view

Håkan Stille, Avd för Jord och Bergmekanik, Institutionen för Bygghvetenskap, KTH

1. BAKGRUND

I undermarksbranschen är det inte ovanligt att projekt blir dyrare och tar längre tid än det är tänkt. Detta gäller både i Skandinavien och internationellt (Nylén 1996, Whyte 1994, Whyte & Tonks 1994) och tyvärr syns också en ökande trend när det gäller sådana.

Idag diskuteras alternativa entreprenadformer än de traditionella såsom utförande och totalentreprenaderna för att utveckla och effektivisera framförallt infrastrukturbyggandet. Försök har inletts med funktionsentreprenader och andra former såsom BOT och EPC. Samarbetsformer såsom PPP utreds. Dessa entreprenadformer medför en större flexibilitet, bättre möjlighet till samarbete och incitament för projektets alla parter, men de medför samtidigt pressade tidplaner. Behovet av helhetssyn blir därmed ännu mer framträdande för dessa typer av byggande.

De delar av infrastrukturbyggandet som innebär omfattande arbeten i jord och berg är speciellt utsatta för tids och kostnadsöverskridanden. Dessa kommer oftast ifrån att det har varit nödvändigt att vidta speciella och oförutsedda åtgärder för att säkerställa den tekniska kvaliteten och acceptabel omgivningspåverkan. Orsaken står ofta att finna i brister i informationsöverföringen från ett skede till ett annat eller i de speciella osäkerheter som kännetecknar arbete i jord och berg.

Erfarenheter från utförda och pågående projekt visar att många fel och brister står att relatera till projekterings- och designskedet. Parternas ovana med egenkontroll har i vissa fall lett till att röster har höjts för att återgå till en äldre modell med kontrollantsystem. Troligtvis beror bristerna i utförd kvalitet mer på brister i kommunikation och förståelse för varandras situation än ett reellt problem med parternas inställning till behovet att bygga med kvalitet. Förmågan till helhetssyn kan vara ett sätt att förstå varandras problem och finna relevanta lösningar. Designprocessen är härvidlag nyckeln till förståelsen och finandet av lösningarna, och har därför en avgörande betydelse för hur framgångsrikt ett projekt slutligen blir.

2. VAD KARAKTERISERAR DESIGNPROCESSEN

Designprocessen karakteriseras av flera faktorer. Avgörande är dualismen mellan ekonomiska kortsiktiga krav och krav på säkerhet. Även uthållighetsfrågor inryms i denna dualism. Det finns därför samhälliga krav som skall beakta ansvaret för tredje man och omgivning samt projektets krav på ekonomi och brukbarhet. Dessa krav kan karakteriseras som bivillkor som

designen måste uppfylla och det är designerns roll att hitta den bästa lösningen som uppfyller dessa. (Stille och Andersson 2002)

En annan mycket viktig faktor som påverkar hela processen är de speciella förhållandena som kännetecknar konstruktioner i berg. Byggmaterialet är delvis okänt och beskrivs utifrån fåtalsprovning. Successivt med att arbetena fortskrider kan ytterligare information erhållas. På detta sätt minskar osäkerheten. Uppföljningar under utförandet i form av kompletterande undersökningar och användande av övervakningssystem är exempel på metoder att samla in ytterligare information. Den stegvis insamlade informationen ger dock bara indirekt kunskap om förhållanden som påverkar byggets funktioner. Sprickkartering i borrhål ger ledning om risken för lösa block i en tunnel, ett larmsystem som mäter deformationer ger en uppfattning om det finns risk för ras, men mätningar ger aldrig en fullständig bild.

Väsentligt för processen är alltså att beslut måste fattas om övergripande frågor i ett tidigt skede, när beslutsunderlaget är ringa, fastän inverkan på det fortsatta arbetet är som störst. Alla parter är inblandade i detta ställningstagande. Kravens relevans, osäkerheten i beslutsunderlaget och lösningens robusthet är därvid viktiga faktorer att beakta vid beslutsfattandet.

Vidare kännetecknas och kompliceras processen av att erfarenhet utgör ett viktigt komplement till fåtalprovningen för att överhuvudtaget kunna få en acceptabel nivå på osäkerheterna. Många modeller som används för att beskriva uppförandet av olika konstruktioner i berg är empiriskt uppbyggda eller kännetecknas av förenklingar för att på ett enkelt sätt kunna beskriva uppförandet. I många fall är sambanden komplexa i den meningen att uppförandet styrs av samverkan mellan olika byggnadsdelar och lasteffekter. Vissa konstruktioners bärförmåga styrs av en medelvärdesbildande process medan andra är av en helt motsatt typ som karakteriseras av svaga länken problemet.

Kunskaper om dessa osäkerheter i modelleringen, liksom erfarenhetskunskaper om bergförhållanden och deras beteende måste kunna kvantifieras och inkorporeras i beslutets meta – modell.

Ett sätt att karakterisera designprocessen är att uttrycka det som att beslut måste fattas under osäkerhet av relativt komplexa förhållanden. Olika beslutskriterier kan användas, vilket kan leda till olika beslut på samma underlag.

Det är därför inte otroligt att den vanligaste felorsaken i denna komplexa process, är det som kallas grova fel dvs. de fel som man i efterhand kan finna att man inte har beaktat. Det är värt att påpeka att de vanligaste felen är inte bara dålig teknisk kvalitet utan även tids och kostnadsöverskridande. Det synes därför även troligt att en bättre förståelse och helhetssyn skulle kunna minska dagens fel och brister.

3. KONSTRUKTIONER I BERG

Konstruktioner i berg kännetecknas av flera faktorer som gör denna typ av konstruktion mer komplicerad än andra. Detta har inneburit att gårdagens, och till stor del dagens, dimensionering är baserad på erfarenhet och empiriska regler. I och med utvecklingen av datorberäkningsteknik och de landvinningar som har gjorts inom den bergmekaniska

forskningen utförs bergmekaniska beräkningar mer och mer som underlag för dimensioneringen av bergrum och tunnlar idag.

Vid empirisk baserad dimensionering används vanligtvis det som kallas klassificeringssystem. Detta innebär att utgående från en värdering av bergmassans kvalitet bestäms förstärkning och andra åtgärder utifrån empiriska dimensioneringsregler. Problemet kan karakteriseras på följande sätt. (Werneman 2001)

- Underlaget till de empiriska dimensioneringsreglerna är endast delvis kända och innehåller subjektiva inslag.
- Kvalitetsvärderingen av bergmassan innehåller subjektiva inslag.
- Det saknas idag såväl kvalitativa som kvantitativa analyser av klassificeringssystemens tillförlitlighet.
- Systemen är inte utvecklade med tanke på kraven på sannolikhetsbaserad dimensionering.

Dimensionering baserad på beräkningar har å sin sida andra stora problem. Komplicerade geometrier och randvillkor medför att endast i undantagsfall explicita lösningar kan erhållas. I de flesta fall måste numeriska beräkningsverktyg användas, men även här måste ofta förenklingar göras. I princip möjliggör detta att sannolikhetsbaserade metoder kan användas dock inte utan problem. Dessa kan karakteriseras på följande sätt.

- Bergmassans mekaniska egenskaper styrs av bergets sprickstruktur och gör att berget i princip ej kan beskrivas som ett kontinuum material.
- Bergmassans mekaniska egenskaper är skalberoende.
- Bergmassans mekaniska egenskaper kan ej bestämmas utifrån små prover utan ansätts idag utifrån empiri och kvalitetsvärderingar av bergmassan.
- Bergmassans kvalitet bestäms genom fåtalsprovning.
- Belastningen på en konstruktion i berg är ett resultat av samverkan mellan berget och utförd förstärkning. Lasteffekt och motståndsförmåga enligt BKR 99's terminologi blir därmed inte entydiga och oberoende av varandra.

De osäkerheter som är förknippad med bergmekanisk dimensionering oberoende av tillvägagångssätt innebär att ett aktivt arbete måste utföras under själva byggprocessen enligt följande.

- Dimensionering av konstruktioner i berg kännetecknas ofta av en iterativ process med en med utförandet successiv ökande informationsmängd och användning av olika typer av observationssystem med larmgränser.

Problemställningarna är relevanta för alla typer av konstruktioner i berg. Tunnlar, bergrum, brogrundläggningar och dammgrundläggningar är alla exempel på konstruktioner i berg som berörs av ovanstående frågeställningar. Problemets svårighetsgrad kan dock givetvis variera.

Krav ställs att konstruktioner i berg skall dimensioneras på liknade sätt som andra konstruktionsmaterial utifrån en risk och sannolikhetsbaserad metodik. Boverkets konstruktionsregler (BKR 99) innehåller föreskrifter och allmänna råd till plan- och bygglagen (PBL) och plan- och byggförordningen. De olika konstruktionstyperna som behandlas är murverks-, betong-, stål- och aluminiumkonstruktioner samt geokonstruktioner. Med den sistnämnda konstruktionstypen avses byggnadskonstruktioner i jord. Reglerna i

BKR 99 utgår från sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder. Vägverket har i sina krav för tunnlar, Tunnel 99, ställt krav att BKR 99 i princip skall tillämpas även för bergtunnlar. EU har tagit fram ett förslag till norm via Eurocode som troligen kommer att gälla även för bergkonstruktioner.

Den principiella skillnaden mellan konstruktioner där materialet kan förskrivas och där materialet är givet men delvis okänt har gjort att tillämpningen av sannolikhetsbaserade dimensionerings metoder för den sistnämnda typen blir betydligt svårare. Till denna typ hör konstruktioner i jord och berg. Forskningen om hur sannolikhetsbaserade metoder skall tillämpas och anpassas till konstruktioner i jord startades redan i slutet på 70- talet och fortsatt därefter.

Forskningen om hur sannolikhetsbaserade metoder skall tillämpas och anpassas till konstruktioner i berg är betydligt yngre och bara enstaka arbeten har utförts. (Nelson 2000) En viktig anledning till detta är att berget som byggmaterial är mer komplicerat och vissa grundläggande frågor endast är delvis kända.

4. HELHETSSYNNENS BETYDELSE FÖR ANLÄGGNINGSPROJEKT

Det som tydligast karakteriserar ett stort infrastrukturprojekt är de långa ledtiderna för att starta upp, bygga och bruka anläggningen. Detta ger det första kravet för att kunna genomföra ett projekt nämligen att det finns en tydligt och adekvat ledning. Annars finns det risk för att information går förlorad eller deformerar så att felaktiga beslut fattas med brister i kvalitet som följd.

Viktigt för en god ledning är att det finns en tydlig projektstyrningsstrategi och att ett dualistiskt kvalitetssystem tillämpas. (Stille et al 1998) Med ett dualistiskt kvalitetssystem avses rutiner som inte bara syftar till att saker görs rätt utan också att rätt saker görs. Med detta kan man förbättra processen och säkerställa att rätt beslut fattas vid rätt tidpunkt och att rätt information överförs till nästa fas i byggprocessen. Grunden för det dualistiska kvalitetstänkandet är att rätt saker skall utföras på rätt sätt.

För att vid bestämda tidpunkter kunna fatta rätt beslut, veta vilka kritiska moment som skall beaktas samt veta vilken information som måste föras vidare måste ett strukturerat tillvägagångssätt tillämpas. Den centrala delen är kunskapen om hur beslut är uppbyggda och på vilka kriterier som beslut fattas.

Ett beslut innebär ett val mellan olika aktiviteter, exempelvis olika designalternativ. Olika tillstånd påverkar utfallet av valet. (Olsson och Stille 1980) Exempel på tillstånd är bergkvaliteten under ett fundament. De olika tillstånden har olika sannolikheter för att de skall uppträda och det finns olika utfall eller konsekvenser av utfallet. Exempel på detta är att de olika designalternativen såsom bro- eller fundamenttyp är olika känsliga för variationer i bergkvaliteten under ett fundament sulor. Kostnader för olika aktiviteter måste också finnas. Olika designalternativ kan ha olika kostnadsbilder vilka i sin tur är en ihopvägning av direkta byggkostnader och underhållskostnader.

En intressant egenskap hos den strukturerade beslutanalysen är att man kan värdera nyttan av tillkommande information innan informationsskapande arbeten har utförts. Detta är speciellt tillämpligt för att värdera nyttan av ytterligare grundundersökningar samt om övervaknings-

system skall användas. Detta innebär att det finns en teoretisk bas för användandet av aktiv design, vilket har visat sig vara användbart vid byggande i jord och berg. (Andersson et al 1984)

5. RISKHANTERING

Byggandets process och dess inneboende osäkerheter leder till potentiella risker. Typiska risker för undermarksprojekt kan exempelvis vara relaterade till tillåtlighetsfrågor, till kostnad och tid samt till omgivning, miljö och människor. De flesta arbeten, exempelvis schakter, grundläggning, tunneldrivning, injekteringar och förstärkningar, kan ses som seriesystem och är därmed känsliga för störningar. För att undvika dessa störningar krävs en strukturerad analys av riskerna. Av speciell betydelse är de risker som berör hjärtat i processen, dvs de som ligger på den kritiska linjen. Riskerna kan bara beaktas om de är kända och entydigt behandlade. Till hjälp för identifiering och hantering av risker används riskanalys. (Sturk 1998) Några fundamenta inom riskanalys kommer att diskuteras kortfattat i detta avsnitt.

Ett riskobjekt kan vara olika delar av byggprocessen exempelvis en organisation, ett kontrakt eller byggmaterialet (i vårt fall jord- eller bergmassan). Riskobjektet innehåller faror som kan realiseras i en skadehändelse. Skadehändelsen startar om en initierande händelse utlöser faran. Resultatet kan bli en skada. Själva skadan uttrycks oftast som en direkt kostnad (förlust av resurser). Många skador är relativt enkla att bedöma, det finns skador som är svårare att uttrycka monetärt, exempelvis badwill, negativ opinion, förlust av duktiga medarbetare etc. Dessa är dock viktiga och får ej glömmas bort.

De viktiga förutsättningar som karakteriserar ett undermarksprojekt leder till att följande typiska faror kan identifieras:

- geologiska faror
- byggtekniska faror
- organisatoriska faror
- kontraktuella faror
- omgivningsfaror

För att exemplifiera förloppet från fara till skada med dess byggstenar kan vi betrakta ett tunnelras. Raset, som är en skadehändelse, orsakas av någon aktivitet, en initierande händelse. Den kan vara relaterad till en mänsklig aktivitet som själva tunneldrivningen, exempelvis oförsiktigt bergguttag eller för lite förstärkning, eller till någon naturlig process, till exempel tillförsel av vatten och/eller luft. Raset uppkommer inte heller om inte de fysikaliska förutsättningarna finns (faran), exempelvis dåligt berg. Skadan är de konsekvenser själva raset innebär, exempelvis kostnader för att återställa tunneln och inkomstbortfall så länge tunneln inte kan användas.

Ofta kan vi se tecken på att en skadehändelse är på väg att hända, dessa tecken benämner vi varningsklockor. I rasexemplet kan detta vara snabbt förändrade bergförhållanden eller begynnande sprickor i sprutbetong. Om vi förstår och ser sambanden mellan våra aktiviteter och farorna har vi en mycket större chans att undvika skadehändelserna. Vi kan också lägga upp kontrollprogram och undersökningar för att hitta varningsklockor i tid. Det är lätt att fokusera på tekniska varningsklockor som i exemplet ovan, dessa är branschen också van och relativt duktig på att hantera med hjälp av mätningar kopplade till larmgränser, observation av trender etc. Det finns också viktiga varningsklockor kopplade till organisatoriska och

kontraktuella faror. Exempelvis samarbetssvårigheter, otrivsel och otydliga beslut etc. Idag används inga konkreta system för att upptäcka dessa. Istället har vi en tendens att släta över problemen och försöka arbeta vidare trots de varningar som noterats. Endast i undantagsfall sker byte av ledande personal eller ändrat kravställande.

För att undvika skadehändelser är det viktigt att känna till farorna i tid, dvs innan vi utför en utlösande händelse. En kontinuerlig kontroll av förutsättningar innebär att farorna kan kartläggas, och därmed skulle de kunna hanteras. Flera av farorna i undermarksprojekt är kopplade, det vill säga tätningen av en tunnel påverkar omgivningen såväl som byggandet (drivningen). Kopplingen innebär givetvis ett beroende mellan parterna, vilket för oss tillbaka till kravet på helhetssyn för att hantera problematiken. Det krävs således en strategi för riskhantering (mellan parterna) samt en strukturerad riskkommunikation vilka kommer att bli viktiga instrument för styrning.

En mer omfattande beskrivning av riskanalys och dess tillämpning i undermarksprojekt finns i Sturk (1998). Här sammanfattas endast de viktigaste åtgärder som bör bli en naturlig del av projektprocessen:

- Identifiering av faror, skadehändelser, initierande händelser och varningsklockor. Exempelvis genom diskussion i expertgrupper, brainstorming etc.
- Upprättande av kontrollprogram som är kopplade till identifierade riskkomponenter enligt ovan.
- Upprättande av strategi för riskhantering i projektet.
- Upprättande av rutiner för kommunikation av risker och dess komponenter.

6. HINDER FÖR HELHETSSYN

Den speciella riskprofil som undermarksprojekt ofta uppvisar innebär en hög känslighet för störningar i processen. (Stille och Sturk 2000) Störningarna kan kopplas till ett antal hinder som ofta förekommer inom projekten. Exempel på hinder är:

- Allmänna hinder
 - i. brist på kunskap
 - ii. kontraktsmässiga låsningar
 - iii. brister, otydligheter i krav och förutsättningar
- Organisatoriska hinder
 - i. oklara organisationsformer
 - ii. oklara ansvarsförhållanden
 - iii. oklara flöden av information och beslut
 - iv. oklara arbetsrutiner
- Personrelaterade hinder
 - i. brist på kompetens
 - ii. brist på insikt
 - iii. prestige
 - iv. slarv och förbiseenden

De allmänna hindren i samband med undermarksprojekt är uppenbara, eftersom de innehåller en hög grad av osäkerhet. Många aspekter, t ex bergmassans beteende och det komplexa samspelet mellan tunneluttag och bergförstärkning, är bara delvis kända vilket innebär en generell brist på kunskap. En annan faktor som hela tiden återkommer är vatten i berg och den begränsade kunskapen om mekanismerna bakom injektering av bergmassan vi idag dras med. Kontraktsmässiga låsningar och otydliga krav eller förutsättningar har givit projekt som, trots att de är formellt korrekt genomförda, medfört stora problem.

Merparten av dagens kvalitets- och miljöledningssystem, som ansluter till ISO 9001 och 14001, är avsedda att begränsa framförallt organisatoriska, men även personrelaterade hinder. ISO 9001 utvecklades för att förbättra kvaliteten i leverantörers tillverkningsprocesser och produkter genom att ställa krav på struktur i organisation, arbetsrutiner och informationsflöden. Systemen är i sin grund anpassade till mer eller mindre väl definierade tillverkningsprocesser. Eftersom undermarksbyggande är en mycket komplex process med en hög grad av osäkerhet, kan det dock inte som helhet behandlas som en väl definierad tillverkningsprocess, även om det finns enskilda delar där det kan göras. I stället blir aspekter som kompetens och insikt samt medvetenhet om underförstådda behov viktiga. Dessa aspekter är de gängse kvalitetssystemen inte direkt anpassade att eliminera, varför styrningen av projekten måste kompletteras med ytterligare verktyg för att omfatta alla typer av hinder.

Om kvalitetsarbetet också tydligare kopplas till riskhanteringen förbättras förutsättningarna för en större medvetenhet om och tydligare analys av hinder. Riskanalysarbetet bör således ingå som en naturlig del av projektprocessen.

7. BERGMEKANIKERNS ROLL FÖR HELHETEN

Behovet av kunskap och kompetens inom byggandet låter självklart, men kan vara svårt att få gehör för. Med kunskap menar vi själva lärdomen medan kompetens är förmågan att använda sig av kunskapen. Vid de typer av komplicerade förlopp som behandlas här är den pedagogiska förmågan en viktig del i kompetensbegreppet.

Utgångspunkten för helhetssyn är kunskap om de fundamentala bergmekaniska och bergtekniska frågeställningarna. Utan denna kunskap kan inga projekt genomföras med avsedd kvalitet.

Studier av inträffade skador och störningar vid undermarksprojekt (Stille et al. 1998) visar på behovet av en bredare kunskapsbas. Kunskap som ger helhetssyn och processtänkande, kunskap om riskernas natur samt även om olika former av låsningar som förekommer är av största betydelse. Det är således viktigt att den rena tekniska kunskapen kompletteras med kunskap om dessa "mjuka" parametrar. Detta leder till två viktiga slutsatser, dels att vi är kunskapsmässigt beroende av varandra, ingen kan allt, dels erfordras ett livslångt lärande och vidareutbildning inom alla nivåer i ett projekt.

Det ger också oss bergmekaniker en möjlighet att bredda oss och mer aktivt gripa in och forma framgångsrika undermarksprojekt. Min erfarenhet är att det är lättare för oss bergmekaniker att ta till oss ny kunskap om exempelvis risker, beslut och projektstyrning än för projektadministratörer att lära sig bygga i ett sådant komplext material som berg utgör.

REFERENSER

- International Standard ISO 8402:1994. Quality management and quality assurance - Vocabulary.
- Andersson, J., Olsson, L., Stille, H., 1984 Beslutsmodeller för förundersökningar, bergytebestämning med kriging. Befo81:1/84
- Nelson, M., 2000 Dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder Lic avhandling vid avd för Jord- och Bergmekanik KTH Lic Thesis 2065
- Nylén, K-O., 1996. Cost of failure in quality in a major civil engineering project. Lic. Thesis, Department of Real Estate and Construction Management, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Olsson, L., Stille, H., 1980 Lönar sig en kompletterande grundundersökning? Byggeforskningsrådet R174:1980
- Stille, H., Andersson, J., 2002 Informationsbaserad design för konstruktioner i jord och berg. Forskningsprogram KTH och Chalmers, 2002.
- Stille, H., Sturk, R., Olsson, L., 1998. Quality systems and risk analysis – new philosophies in the underground construction industry. *Väg- och vattenbyggaren*, 3.98, pp. 43-45.
- Stille, H., Sturk, R. 2000. En modell för helhetssyn i undermarkbranschen. *Väg- och vattenbyggaren*.
- Sturk, R., 1998: Engineering Geological Information – Its Value and Impact on Tunnelling. Dr Thesis, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Werneman, A., 2001 Klassificering ett verktyg i undermarkbyggande. Arbetsrapport, Avd för Jord och Bergmekanik KTH
- Whyte, I. L., 1994. Analysis and management of financial risks arising from ground conditions. Proc. of Risk assessment in the extractive industries, University of Exeter, 23-24 March 1994, Exeter, UK.
- Whyte, I. L., Tonks, D. M., 1994. Project risks and site investigation strategy. *Risk and reliability in ground engineering*. Skipp (Ed), Thomas Telford, London

ÄSPÖ OCH ANDRA BERGLABORATORIER

ÄSPÖ and other rock laboratories

Christer Svemar och Rolf Christiansson, Svensk Kärnbränslehantering AB

Sammanfattning

Äspölaboratoriet (ÄHRL) har byggts i tidigare orörd berggrund för att möjliggöra forskning och utveckling i en bergmiljö som i möjligaste mån liknar förhållandena i ett framtida djupförvar på ca 500 m djup. Arbetet i laboratoriet rör två huvudområden: bergets förmåga att bromsa eller helt förhindra transport av radionuklider från förvarsnivå till markytan samt utveckling, utprovning och demonstration av metoder och utrustning för bygge och deponering. Ett geovetenskapligt program arbetar med beskrivning av en bergvolymens egenskaper i separata modeller för: geologi, geohydrologi, geokemi, bergmekanik och värmetransport, vilka integrerat beskriver en bergmassas potential för säker djupförvaring av kärnavfall. I föredraget redovisas pågående projekt i ÄHRL och verksamheten rörande bergmekanik i synnerhet. Arbeten med studier av sambandet mellan mätt kraft från diskar vid fullareaborning av simulerade deponeringshål (1,75 m diameter och 8 m djupa) och den spricklängd som induceras i sidoberget redovisas liksom slutsatser från jämförelse av tre olika metoder för bergspänningsmätningar på 455 m nivå (2D och 3D överborring samt hydraulisk spräckning). Parallellt med arbetet i ÄHRL pågår liknande men kompletterande verksamhet i ett flertal berglaboratorier i andra länder. SKB samarbetar med dessa och i fråga om bergmekaniska studier har utbytet varit mest intensivt med URL i Kanada och Research Tunnel i Finland.

Summary

The Äspö Hard Rock Laboratory (ÄHRL) has been excavated in virgin rock with the objective to provide the possibility to conduct research and development work in a similar rock environment as the one that will prevail in a future deep repository at approx. 500 m depth. The work in the ÄHRL concerns two main areas: the retention properties of the rock against the transport of radionuclides, and development, testing and demonstration of methods and equipment for excavation and disposal. A geo-scientific programme concerns description of the properties of the Äspö rock mass in separate models for geology, geohydrology, geochemistry, rock mechanics and heat transport. In integrated form these models present the potential of the rock for safe disposal of nuclear waste. On-going projects are presented and in particular those concerning rock mechanics. The study of the connection between measured force on disks during full-face boring of simulated deposition holes (diameter 1,75 m and depth of 8 m) and the fracture length that is induced in the side rock is high-lighted as well as the conclusion from the comparison of three different methods for rock stress measurement at 455 m depth (2D and 3D overcoring, and hydraulic fracturing). In parallel with the work in ÄHRL similar and supplementing work is conducted in rock laboratories in other countries. SKB co-operate with these and has in relation to rock mechanics the most intense exchange with URL in Canada and the Research Tunnel in Finland.

Inledning

Lagen säger att den som bedriver kärnteknisk verksamhet också är skyldig att ta hand om avfallet på ett säkert sätt, och de fyra kärnkraftsoperatörerna: Forsmarks Kraftgrupp AB, Oskarshamn Kraftgrupp AB, Vattenfall AB och Barsebäck Kraft AB uppfyller denna skyldighet genom det gemensamt ägda Svensk Kärnbränslehantering AB – SKB. En mindre mängd avfall kommer också från industri och forskning. Detta avfall hanteras emellertid i samma process som kärnkraftens avfall.

Redan på tidigt 70-tal påbörjades planeringen för hantering och slutförvaring, och flera delar i systemet är idag i drift, såsom M/S Sigyn för transport, SFR för slutförvaring av låg- och medelaktivt avfall samt CLAB för mellanlagring av högaktivt avfall. Återstående delar är inkapslingsanläggning och djupförvar för det högaktiva avfallet. Arbetet med dessa har idag nått fram till platsundersökningsfasen, efter det att SKB valt ut tre kommuner i Sverige där bergförhållandena bedömts gynnsamma efter genomförda förstudier. På basis av resultaten från platsundersökningarna kommer SKB att ansöka om tillstånd att bygga ett djupförvar i en av kommunerna. Tidsplanen är svårbedömd i och med att flera osäkra faktorer finns med i bilden. Med det underlag som idag finns bedömer SKB det som rimligt att ha den första etappen av djupförvaret klar för driftstart år 2015.

Ett omfattande forskningsprogram bedrivs för att förbereda utbyggnad av de återstående delarna. Utveckling och demonstration i fält inkluderande utveckling av kunskap om berget som barriär samt teknik för byggande och deponering i fullstor skala genomförs i Äspölaboratoriet (Äspö Hard Rock Laboratory - ÄHRL), som ägs av Svensk Kärnbränslehantering AB och som byggts enkom för att tjäna som en plats med orörda och likartade bergförhållanden som de, som kommer att råda i djupförvaret.

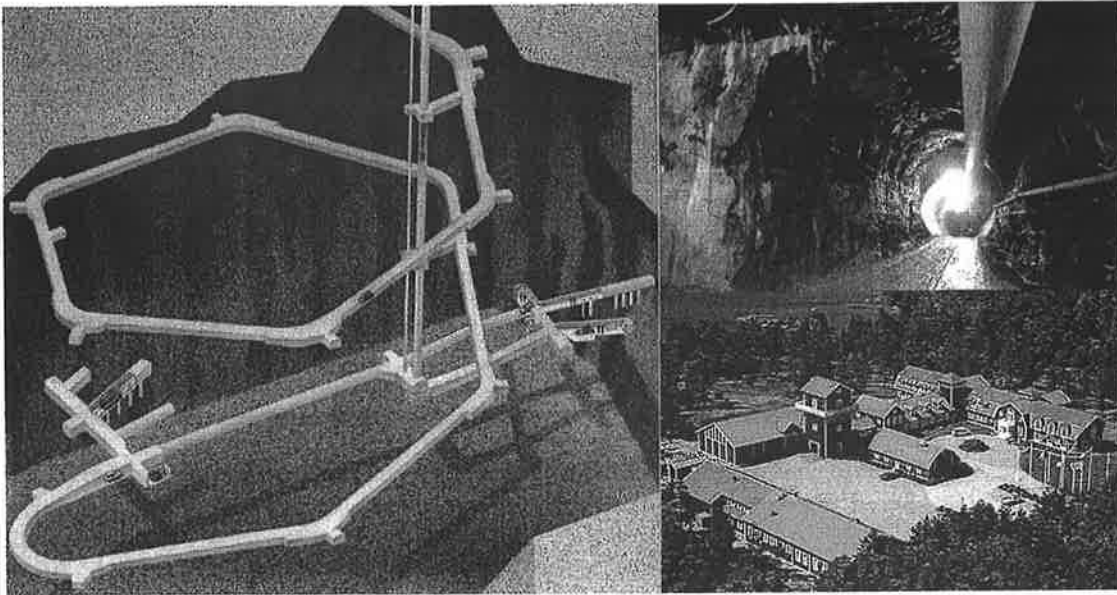
ÄHRL allmänt

ÄHRL består av en 3 600 m lång ramp ner till 450 m nivå i smålandsgranit, mer exakt en diorit, nära Oskarshamns kärnkraftverk. Figur 1 visar ovanjordsanläggningen på ön Äspö, rampens läge under själva ön samt mynningen på TBM-delen av rampen som startar på 420 m nivå. Förutom rampen finns ett schakt med hiss ute på ön jämte två ventilationsschakt.

Verksamheten i ÄHRL är indelad i fyra faser.

1. Verifiera platsundersökningsmetoder.
2. Utveckla detaljundersökningsmetodik.
3. Prova modeller för beskrivning av bergets barriäregenskaper.
4. Demonstrera teknik för och funktion hos betydelsefulla delar hos slutförvarssystemet

De två första faserna bedrevs under tiden 1986-1995 och omfattade förundersökningar respektive ramp- och schaktdrivning ner till 450 m nivå, medan de två senare faserna pågick sedan 1995. Fas 3 om bergets barriäregenskaper fokuseras på bergets förmåga att bromsa eller helt förhindra transport av radionuklider från förvarsnivå till markytan i det fall hål bildas i kapslar, vatten får fritt tillträde, radionuklider löses upp och transporteras ut ur kapseln och vidare genom bentonitbarriären ut i berget. Demonstration av teknik omfattar alla praktiska anpassningar och utvecklingar av utrustning och metodik för deponering och förslutning av djupförvaret. Planerad verksamhet beskrivs i /SKB 2001a/.



Figur 1. Äspölaboratoriet
Äspö Hard Rock Laboratory

Andra berglaboratorier

Utvecklingen utomlands skiljer sig naturligtvis inte väsentligt från den i Sverige utan synliga skillnader beror på olika förutsättningar och olika tidsplaner. Berglaboratorier finns i fyra olika bergarter: kristallint berg (som i Sverige), salt, lera samt tuff (ett vulkanisk asksediment). Tabell 1 listar dessa med korta kommentarer om de kristallina laboratoriernas bergmekaniska verksamhet.

Ett flitigt samarbete sker och SKB har såväl bilaterala avtal med organisationerna som driver berglaboratorierna i kristallint berg som särskilda projektavtal med de organisationer och företag som tillsammans genomför tester och prov i berglaboratoriemiljö. De viktigaste frågorna rör dock inte bergmekanik utan ingenjörbarriärer och radionuklidtransport, men i fallet med URL i Kanada och Research Tunnel i Olkiluoto har bergmekanisk forskning haft en icke obetydlig roll. Salt, lera och tuff är ju alltför avvikande från kristallint berg för att just bergmekanik skall vara ett ämne i de samarbeten som etablerats i dessa miljöer.

Allmänt om pågående verksamhet i ÄHRL

Följande beskrivning baseras på kapitel 12 i /SKB 2001a/. Ytterligare detaljer om experimenten rapporteras i Äspös senaste Annual Report /SKB 2001b/.

Fas 3 - Prova modeller för beskrivning av bergets barriäregenskaper

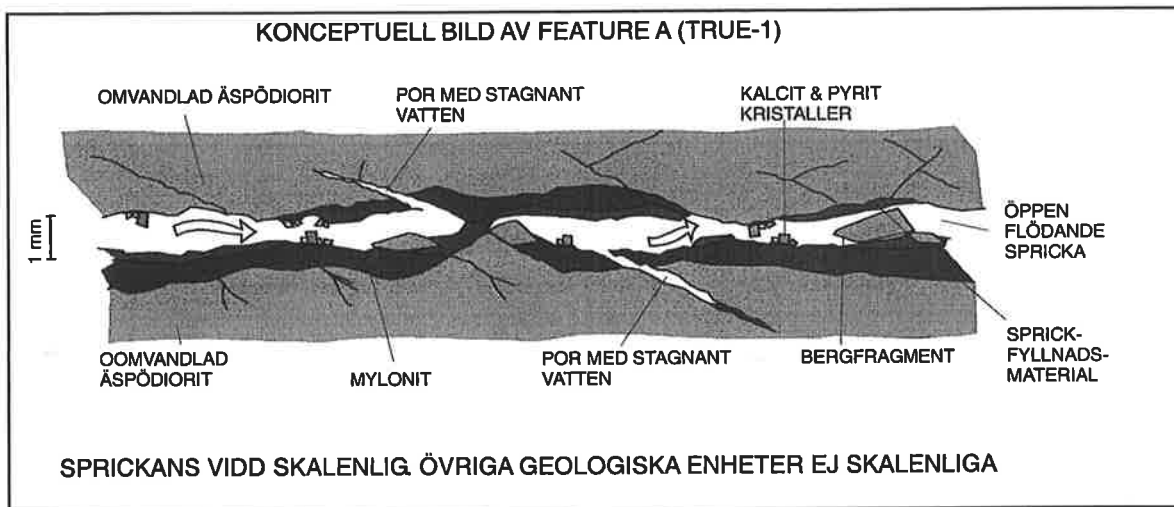
Projektet inom detta område syftar till en utvärdering av olika modellers användbarhet i djupförvarssammanhang samt till utveckling och provning av olika metoder för bestämning av de parametrar som behövs i modellerna. En betydelsefull del av arbetet genomförs i en sk Task Force för grundvattenflöde och transport av lösta radionuklider. Arbetet sker i internationell samverkan mellan åtta organisationer i sju länder, och är nära knutet till

Table 1. Berglaboratorier med FoU för slutförvaring av radioaktivt avfall

Plats	Lokalisering	Projekt med bergmekanisk anknytning
<i>Laboratorier i kristallint berg</i>		
Research Tunnel i Olkiluoto, Finland	Laboratorium i granit som byggts på ca 60 m djup under jord i det finska slutförvaret för låg-och medelaktivt avfall.	Undersökning av borrh-och sprängstörd zon Brottstest i liten skala under planering
Grimsel, Schweiz	Laboratorium i granit byggt på ca 450 m djup i en del av ett tillfartssystem till ett kraftverk.	Undersökning av borrhstörd zon Bestämning av bergmekaniska parametrar
URL (Underground Rock Laboratory), Kanada	Laboratorium i granit som presenterats flera gånger på BM-dagen. 420 m djupt.	Mine-by-experiment Värmebelastningstest Bergspänningsmätningar T- och tidsberoende deformation och brott
Kamaishi gruva, Japan	Avslutad verksamhet i utbruten järnmalmsgruva. 600 m djup.	Jordbävningars påverkan på sprickstruktur och grundvattenkemi
Stripa gruva, Sverige	Avslutad verksamhet i utbruten järnmalmsgruva. 410 m djup.	Utgjorde det först laboratoriet i granit där viktiga och banbrytande geo-experiment genomfördes.
<i>Laboratorier i salt</i>		
Asse gruva, Tyskland	Laboratorium i salt i gammal saltgruva.	
Gorleben, Tyskland	På tänkt slutförvarsplats i salt med omfattande tillredning i laboratoriesyfte	
Waste Isolation Pilot Plant (WIPP), USA	Slutförvar för lång-livat avfall i salt, som också utgör ett laboratorium.	
<i>Laboratorier i lera</i>		
Mol, Belgien	Laboratorium i svällande lera som byggts enkom för ändamålet	
Meuse/Haute-Marne, Frankrike	Laboratorium i sedimentär lera där schaktsänkning för närvarande pågår ner mot laboratorienivån.	
Mont Terri, Schweiz	Laboratorium i lerskiffer byggt i en säkerhetstunnel längs en underjordisk motorväg.	
Tournemire, Frankrike	Laboratorium i lerskiffer byggt i en tunnel i en gammal järnmalsgruva för studier av vattentransport	
<i>Laboratorium i tuff</i>		
Yucca Mountain, USA	På tänkt slutförvarsplats som nu studeras i ett laboratorium som utgör en del av det tänkta förvaret. Det enda förslag i världen som ligger över grundvattenytan.	

pågående experiment i ÄHRL. Specificerade uppgifter definieras och olika modelleringslag arbetar med samma uppsättning fältdata varefter de olika lagens resultat jämförs.

Tracer Retention Understanding Experiment (TRUE) studerar transport av olika spårämnen i sprickor och spricksystem i olika skalor, från 5 m skala i **TRUE-1** till 100 m skala i **TRUE Block Scale**. Svagt liksom starkt sorberande spårämnen används. En del av problematiken för modellörerna framgår av figur 2, som visar att en spricka är inte plan och jämn utan geometriskt komplex med varierande vidd; på vissa ställen ligger sprickväggarna mot varandra och lämnar kvar endast ett kanalsystem för transport av vatten och däri lösta



Figur 2. Schematisk bild av en spricka.

Conceptual cross section of a fracture.

ämnen. Huvudsprickan innehåller också porer med stagnant vatten ute i sidoberget samt kan bitvis vara fylld med bergfragment, lera, kristaller eller utfällningar på vilka spårämnen också kan sorbera. Ett kompletterande experiment som håller på att startas upp är **Long Term Diffusion Experiment (LTDE)**, där syftet är att studera spårämnenas diffusion - kvalitativt liksom kvantitativt - in i sprickors väggar och vidare in i bergmassan. För att undvika effekten från spenningsavlastning närmast tunnelväggen måste själva LTDE-experimentet genomföras tillräckligt lång in i bergmassan. De första TRUE-experimenten i 5 m skala har avslutats och resultaten använts för anpassning av modellerna, som stämde bra för icke-sorberande spårämnen men sämre för sorberande. Genom tillägg av olika led för tex sorption på lermaterial i sprickan, och diffusion ut i sidoberget kom modellerna att nära ansluta sig till uppmätta data i experimenten. Projektet **CHEMLAB** genomförs med måttligt till starkt sorberande spårämnen, men även radionuklider såsom plutonium, americium och neptunium. Experimenten utförs inne i en cell med provkroppar från bergsprickor och bentonit. Hela cellen ryms i ett undersökningshål, vilket medför att provet kan jämviktas med naturliga, kemiska förhållanden i berget innan cellen försluts och lösningen med spårämnet eller radionukliden cirkuleras, instängd i cellen, genom provkroppen där. Två stycken sådana kemilaboratorier finns i drift idag.

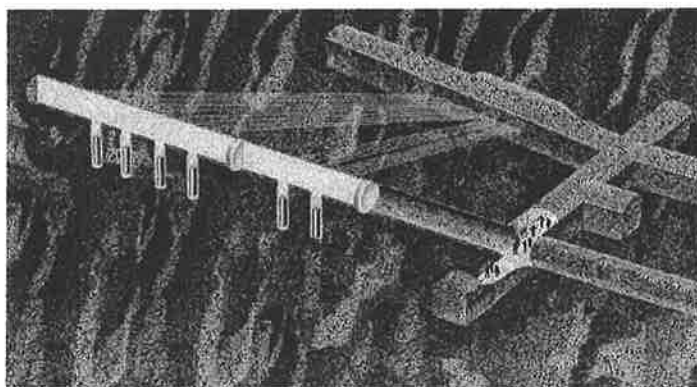
Andra viktiga experiment rör **kolloider** och deras förekomst, **mikroorganismer** och hur man karakteriserar en bergmassa med avseende på deras förekomst samt **matrisvattnets** innehåll och rörlighet. Rörande det senare projektet har berget en porositet på mellan 0,1 och 0,2%.

Dessa porer är fyllda med vatten, som på starka grunder kan misstänkas hålla hög salthalt, speciellt om vattnet är av gammalt datum. Kan detta vatten påverka kemin i ett djupförvar? Även om vattnet är gammalt kan porerna öppnas i djupförvarsmiljö vid förhöjd temperatur under flera tusen år? Mycket talar för att så inte är fallet men tydliga bevis saknas idag.

Ett viktigt experiment som avslutats med betydelsefullt resultat är **Redoxexperimentet (REX)**, vilket rört förbrukningen av fritt syre efter förslutning av ett djupförvar. Slutsatsen är att syret förbrukas snabbt av mikroorganismerna i grundvattnet, betydligt snabbare än om förbrukningen skulle ske genom mineralomvandling.

Fas 4 - Demonstrera teknik för och funktion hos betydelsefulla delar hos slutförvarssystemet

ÄHRL är byggt för att också kunna genomföra teknikprov av olika förvarskomponenter i fullstor skala. **Demonstration av Deponeringsteknik** har demonstrerat den tekniska genomförbarheten med hjälp av en maskin byggd på principen att kapseln alltid är omsluten av ett strålskydd. Maskinen väger 160 ton med kapsel. **Prov av Återfyllning och Pluggning** är under vattenmättnad sedan 2,5 år och beräknas vara klar för tester i vattenmättat tillstånd om ca 1 år. **Prov av Återtag** omfattande en deponeringsposition med kapsel och elektriska värmare samt bentonit i ett fullstort deponeringshål installerades för drygt ett år sedan och är sedan länge uppe i drifttemperaturen 90°C på kapselytan. **Långtidstest av buffertmaterial** sker i 7 testuppställningar med 300 mm diameter mot 1750 mm i fullstor skala. Tre paket har tagits upp medan 4 paket fortfarande hålls i drift och under observation; minst ett planeras vara i drift under upp till 20 år, dvs ytterligare 18 år. Det stora provet **Prototypförvaret** är under installation. Det består av två sektioner innehållande 4 kapselpositioner i en inre sektion och 2 i en yttre. Dessa skiljs åt av en plugg, och hela Prototypförvaret avlutats med en andra, yttre plugg av samma konstruktion. Veckan före jul 2001 göts den första pluggen och den andra beräknas kunna gjutas i oktober i år. Både Prov av Återtag och Prototypförvaret har instrument i berget runt deponeringspositioner för observationer av bergmekaniska processer.



Figur 3. Prototypförvaret. Alla kablar och slangar dras i 27 borrhål, infodrade hål över till den näraliggande tunneln (se även figur 1).

Prototype Repository. All cables and hoses are led to the adjacent tunnel in 27 drilled and lined holes (see also figure 1).

Geovetenskap

Den geovetenskapliga verksamheten rör de fem geo-områden som SKB valt att beskriva var för sig och som integrerat sammanställer egenskaperna som avgör en plats förvarspotential. De fyra områdena är:

1. Geologi i betydelsen bergarter och strukturer
2. Hydrogeologi
3. Geokemi i betydelsen grundvattnets sammansättning
4. Värmetransport rörande bränslets värmeavgivning
5. Bergmekanik

Ytterligare ett område har betydelse för en plats potential, nämligen transportegenskaper för radionuklider. Egenskaperna påverkas förutom av egenskaperna för de fem områdena ovan av geometriska, fysikaliska och kemiska förhållanden i och längs transportkanaler mellan djupförvaret och markytan (biosfären). Förutom problematiken i figur 2 tillkommer i den fullstora skalan nätverket av transportmöjligheter i sprickor och korsningar mellan sprickor.

En delfråga i det hydrogeologiska programmet är att observera grundvattentrycket. Förutom långsiktiga variationer under olika säsonger går det även att avläsa momentana tryckökningar till följd av t.ex. seismiska händelser. Systemet går med detsamma in i en tät provtagningsprocedur när en puls på 1 kPa (0,1 m vattenpelare) eller mer registreras. Jordbävningen i Turkiet en augustidag 1999 var en sådan, och trycksvängningar på upp till 25 kPa observerades ca 8 minuter senare av Äspös Hydro Monitoring System (HMS).

Verksamhet med bergmekanisk anknytning

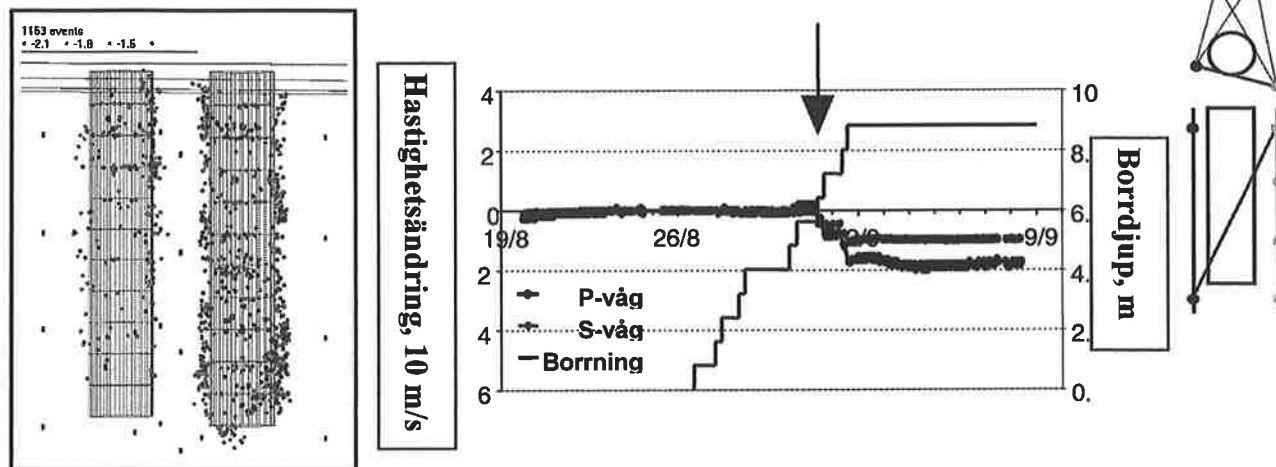
Borrning av deponeringshål

Av totalt 13 borrade hål med diametern 1,75 m och djupet 8,5 m installerades geofoner för akustisk mätning runt 4 hål, 2 i Prov av Återtag och 2 i Prototypförvaret. Utrustningen mätte på traditionellt vis ljudsignaler från spänningsinducerade rörelser i sprickor men kunde också sända ultraljudsignaler och mäta dessas hastighet. I och med att hålen kunde ansättas och borraras noggrant kom ljudsignalen att passera genom den störda zonen. Figur 4 visar tydligt att egenskaperna i denna zon förändras när borrhuvudet passerar den nivå där signalen tangerar hålet /SKB 2000/.

Borrmetodens betydelse för den störda zonens mäktighet

För att kunna mäta kraften som kuttern trycker med på bergytan och korrelera detta tryck med den "skada" som verktyget åstadkommer i deponeringshålets kvarvarande vägg (håldiameter 1,75 m) utrustades två kutterar – en mittenkutter och en sidokutter – med trådtöjningsgivare på kutteraxlarna för mätning av påkänningarna i tre riktningar. Data som registrerades sändes trådlöst till en mottagare inne i borrhuvudet och vidare till databanken. Efter det att hålet borrats färdigt kunde provkroppar tas ut på valda djup och lägen i hålväggen samt i botten för analys av nybildade sprickors längd. Eftersom matningskraften ändrades under borringens gång kunde ett samband ställas upp mellan sprickors längd och verktygets tryck mot bergväggen. Detta samband jämfördes med teoretiska samband som etablerats tidigare. Man fann då att den teoretiska spricklängden för en viss kraft är 2-3 gånger längre än den uppmätta. Skillnaden bedöms bero på tre faktorer som den matematiska modellen ej tar hänsyn till idag: a) bergets inspändhet, b) bergytans ojämnheter, och c) bergdamm på bergytan. I kvantitativa termer fann man att sprickorna i uttagna kärnborrade prover varierade mellan 10

och 15 mm /Zhang 2001/. Som jämförelse kan noteras att Posiva i Olkiluoto funnit att den borrhörda zonen är ca 10 mm i de experimentellt borrhörade deponeringshål där /Autio 1996/. Då skall observeras att spricklängd och borrhörda zonen djup ej är samma sak.



Figur 4. Akustisk emission samt P- och S-vågernas hastighetsförändring under borrar. P- och S-vågernas väg visas i figuren till höger. Pilen ovan pekar på tillfället då borrhörnan passerar nivån där P- och S-vågorna tangerar hålet (på 6 m djup).

Acoustic emission and change in P and S wave's ultrasonic velocity during boring. The P and S wave's ray path is shown in the figure to the right. The arrow indicates when the bore head passes the ray path.

Bergspänningsmätning

Inför platsundersökningarna och tolkningen av platsförhållandena är bergets spänningstillstånd den parameter som är svårast att bestämma med tillräcklig noggrannhet för den bergmekaniska platsbeskrivningen. Därför har SKB genomfört ett antal projekt för att:

- testa olika mätutrustningar mot varandra under kontrollerade förhållanden,
- utvecklat kontrollmetoder för att kvalitetssäkra resultat,
- gränssätta under vilka förutsättningar de olika metoderna kan vara tillämpliga,
- studera metoder för utvärdering, samt
- analysera med vilken noggrannhet spänningar kan mätas på stort djup.

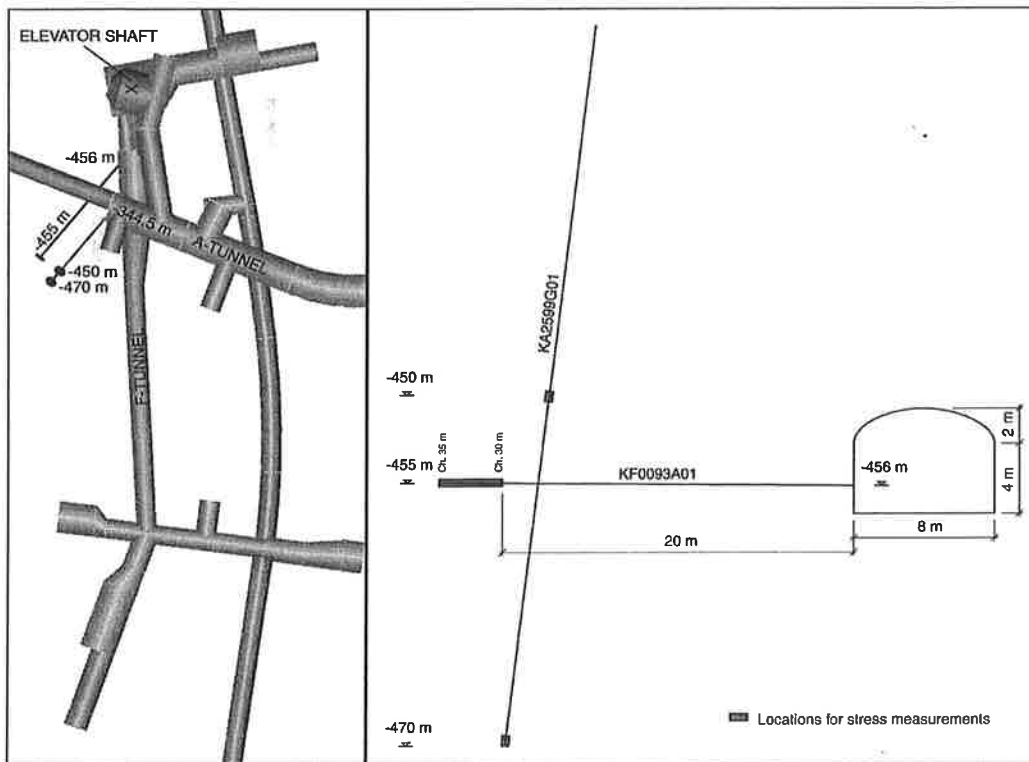
Den enskilt största insatsen är knuten till ett fälttest i två borrhål, vinkelrätt orienterade mot varandra /Christiansson 2002/. Där har mätningar av spänningstillståndet gjorts med tre olika metoder, 2D överborring, 3D överborring och hydraulisk spräckning. Mätpunkternas läge framgår av figur 5.

Konventionella metoder för utvärdering av bergspänningsmätningar bygger på olika antaganden. De viktigaste är att berget antas vara isotropt och antas bete sig elastiskt. Dessa förutsättningar har undersökts på olika bergmekaniska laboratorier. Även metoder för denna typ av undersökning har jämförts. Resultaten från undersökningar av berget från försöksområdet visar att dioriten där kan anses uppfylla de antaganden om materialegenskaper som konventionella utvärderingsmetoder bygger på. Att berget på 450 m nivå huvudsakligen svarar med en elastisk respons bekräftats också av den analys av bergunderhållet som presenteras i /Andersson 2002a /.

Resultaten av fälttestet i den medelkorniga dioriten är sammanfattningsvis:

- samtliga studerade mätmetoder redovisar överensstämmande värden på största huvudspänningens riktning (bättre än $\pm 10^\circ$); området har signifikant anisotropiskt spänningsfält,
- överbormningsmätningar ger en ganska stor spridning, speciellt om andelen fältspat är stor, men tumregeln att 3 – 5 överbormningsmätningar med god repeterbarhet ger ett rimligt medelvärde har verifierats,
- en 3D spänningscell i ett pilothål som överborras kan redovisa något för höga spänningarna på grund av icke elastiska töjningar från inducerade mikrosprickor,
- Doorstoppercellen redovisar systematiskt för hög spänningsnivå i den aktuella geologiska miljön på grund av främst inducerade mikrosprickor i den planslipade borrhålsbotten, där mätcellen limmas,
- hydraulisk spräckning är bäst när det gäller den minsta spänningen vinkelrätt mot borrhålet, under förutsättning att spräckningen inducerar sprickor längs borrhålet,
- hydraulisk spräckning riskerar å andra sidan att underskatta den största spänningen vinkelrätt mot borrhålet i ett starkt anisotropiskt spänningsfält, samt
- mätning av P-vågens gånghastighet på bergprov är en snabb och tämligen säker indikatormetod på om överbormningsmetodens krav på homogenitet är uppfyllt eller ej.

Svarar berget elastiskt på fribormningen kan bergspänningsmagnituder bestämmas med en noggrannhet på ca $\pm 15 - 20\%$. Det är troligare att spänningarna överskattas snarare än underskattas.



Figur 5. Försöksområde för test av bergspänningsmätning på 455m nivå.

Area for testing of rock stress measurement methods on the 455 m level.

Bergmekaniska förhållanden i ÄHRL

I samband med arbetet att ta fram en strategi för att upprätta bergmekanisk platsbeskrivning, som presenteras i /Andersson 2002b/ har tillämpningsövningar gjorts på data från ÄHRL.

Den första modellen av de geovetenskapliga förhållandena upprättades som en prognos inför tunnelarbetena 1991 /Gustafson 1991/. Utfallet av all samlad geovetenskaplig kunskap sammanställdes efter det att rampen drivits och berglaboratoriet stod klart för drift år 1995 /Stanfors 1997/. De olika experimenten som utförts sedan 1995 har avrapporterats i delmodeller. Som ett första steg i att uppdatera samtliga geovetenskapliga platsbeskrivningar över Äspö integrerades upprättandet av en detaljerad bergmekanisk platsbeskrivning med ett test av SKBs planerade strategi för upprättande av en bergmekanisk platsbeskrivning. Resultatet från denna övning är beskrivning av bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper samt spänningsfältets medelvärde som variation av djupet och variation i närheten av de större deformationszoner som finns utanför själva berglaboratoriet. Resultatet redovisas i /Andersson 2002b/.

Referenser

- Andersson2002a Andersson C, Christiansson R, Söderhäll J. Bergmekanisk analys av tunnelunderhåll i Äspö. Bergmekanikdagen 2002.
- Andersson 2002b Andersson J, Christiansson R, Hudson J a. Strategi för att upprätta bergmekanisk platsbeskrivning. Bergmekanikdagen 2002.
- Autio 1996 Charactrization of the excavation disturbed zone caused by the boring of the full scale deposition holes in the research tunnel at Olkiluoto. Bergmekanikdagen 1996.
- Christiansson 2002 Christiansson R Janson T. Test with three different stress measurement methods in two orthogonal bore holes. SKB International Progress Report IPR 2002-xx (in preparation).
- Gustafson 1991 Gustafson G, Liedholm M, Rhén I, Stanfors R, Wikberg P. Äspö HRL – Predictions prior to excavation and the process of their validation. SKB Technical Report TR 91-23. SKB 1991.
- SKB 2000 Äspö Hard Rock Laboratory Annual Report 2000. SKB Technical Report TR 00-10. SKB 2000.
- SKB 2001a FUD-program 2001. Program för forskning, utveckling och demonstration av metoder för hantering och slutförvaring av kärnavfall. SKB September 2001.
- SKB 2001b Äspö Hard Rock Laboratory Annual Report 2000. SKB Technical Report TR 01-10. SKB 2001.
- Stanfors 1997 Stanfors R, Olsson P, Stille H. Äspö HRL – Geoscientific evaluation 1997/3. Results from pre-investigations and detailed site characterization. Comparison of predictions and observations. Geology and mechanical stability. SKB Technical Report TR 97-04. SKB 1997.
- Zhang 2001 Zhang Z, Kou S, Lindqvist P-A. Measurements of cutter forces and cutter temperature of boring machine in Äspö HRL. SKB Technical Report TR-01-34. SKB 2001.

BERGMEKANISK ANALYS AV TUNNELUNDERHÅLL I ÄSPÖ

Rock meachnics study of tunnel maintenance at Äspö

Christer Andersson, SKB

Rolf Christiansson, SKB

Jörgen Söderhäll, Sweco

Sammanfattning

En sammanställning av bergunderhållet i Äspölaboratoriet har genomförts med hjälp av arkiverade uppgifter om allt utfört tunnelunderhåll. Vissa nischer och tunnelkorsningar har sedan valts ut och studerats med numerisk spänningsanalys. Huvuddelen av underhållet i rampen är lokaliserat till kurvor där tunnelarean ökats från 25m² till 42m². Områden med större inslag av Smålandsgranit och finkornig granit uppvisar också ett relativt större underhållsbehov då särskilt den finkorniga graniten kan associeras till mer uppspruckna områden. Datasammanställningen visar även att tunnlaras riktning i förhållande till huvudspänningsriktningen påverkar kravet på underhåll. Studerade delsträckor med stor vinkel mot huvudspänningen har underhållits mer än delsträckor som nästan är parallella med huvudspänningsriktningen. Resultat av numerisk modellering visar att spänningskoncentration eller avlastning är den främsta orsaken till ökat underhållsbehov. Generellt är Äspöanläggningen utifrån en bergmekanisk synvinkel sett en stabil anläggning. Vissa delar av anläggningen har dock relativt höga spänningskoncentrationer initierade av valda geometrier i förhållande till in situ spänningarna. Vår bedömning är att om tunnelsystemet haft ett spänningsfält motsvarande det på ca. 550 m djup skulle bergmassans respons mot lasterna ligga utanför det elastiska området.

Summary

A compilation of archived data of all the tunnel maintenance performed at Äspö has been done. Certain niches and tunnel crossing have been chosen to be studied with numerical stress modelling. The major part of the tunnel maintenance in the ramp is located to the curves where the tunnel area is widened from 25m² to 42m². Areas with larger amounts of Småland granite or fine-grained granite can also be associated with a relative higher need for maintenance since especially the fin-grained granite has a higher fracture density than the rest of the rock types. The angle between the tunnel and the major principal stress impacts the need for maintenance. Tunnel sections with a large angle to the principal stress direction are more maintained than tunnel sections that are almost parallel to it. The numerical stress modelling shows that the maintenance is located to tunnel sections with either high stress or low confinement. Äspö is in general terms a stabile facility seen from a rock mechanics perspective. Some parts of the tunnel system are subjected to stress concentrations due to the choice of geometry in relation to

the in situ stresses. If the tunnel system was subjected to the in situ stresses at approx. 550m depth we assess that the rock mass response would be brittle instead of elastic.

Inledning

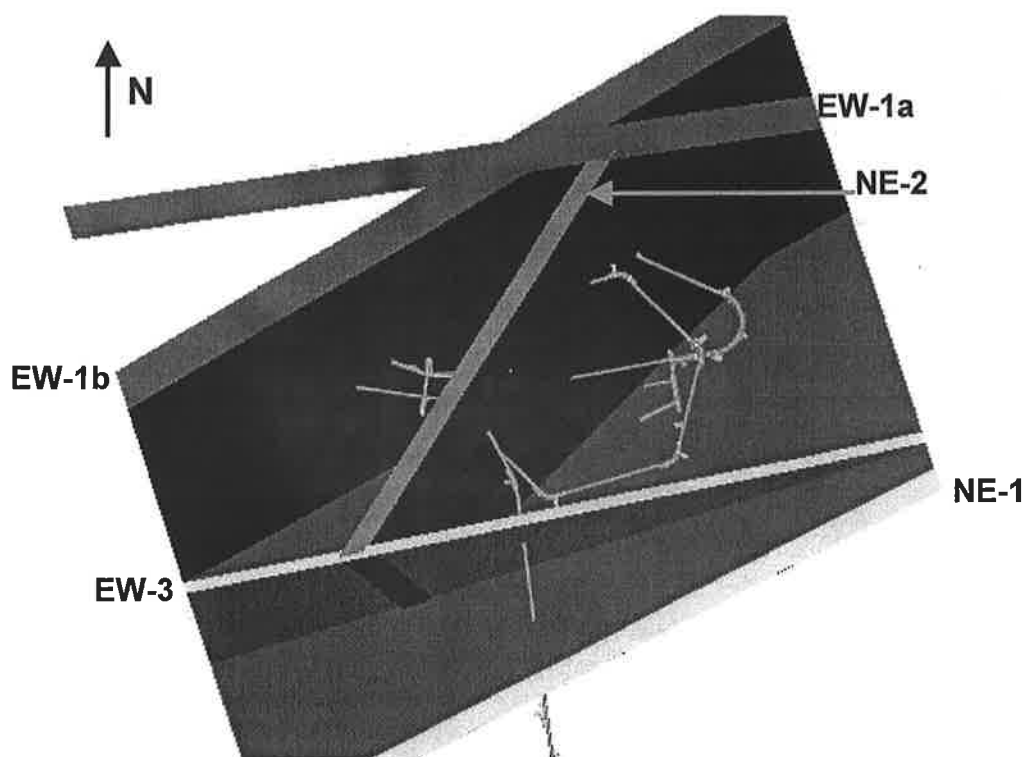
Detta arbete har genomförts för att en få god uppfattning som möjligt av den verkliga spänningssituationen i Äspölaboratoriet. Under år 2001 har ett omfattande arbete lagts ned för att ta fram en beskrivande bergmekanisk modell över Äspölaboratoriet (R-02-01 – 03, R-00-04, R-00-11)). Med stöd av underhållsdata från i Äspölaboratoriets databas har bergspänningssituationen analyserats. Den relativt detaljerade bild av spänningssituationen som detta arbete gett används för att bekräfta resultaten i de framtagna bergmekaniska modellerna. Denna artikel är ett sammandrag från Andersson C. et al. (2001).

Äspölaboratoriets geologi

De fyra vanligaste bergarterna i anläggningen är Äspödiorit följt av Smålandsgranit, grönsten och finkornig granit (Rhén et al. 1997). De för detta arbete i huvudsak studerade områdena består av Äspödiorit med gångar av Smålandsgranit och finkornig granit i varierande omfattning. Skillnaden mellan Äspödiorit och Smålandsgranit består i huvudsak av att Smålandsgraniten innehåller en högre andel kalifältspat och har en ljusare rödaktig färg. Skillnaden i bergmekaniska egenskaper för dessa bergarter är liten.

Fem större deformationszoner är lokaliserade i anläggningens närhet. Zonernas benämningar och läge i förhållande till tunnelsystemet framgår i figur 1. I figur 1 redovisas inte zonernas verkliga vidd utan det område som enligt expertbedömningar med stor sannolikhet förväntas innehålla aktuell zon. Denna metod att presentera zonerna har valts eftersom zonernas verkliga utbredning mellan de borrhål de lokaliserats i är okänd.

Omfattande bergspänningsmätningar har genomförts i bergmassan runt anläggningen. I huvudsak har metoderna överborrning och hydraulisk spräckning använts. Resultat från mätningarna visar på att vid cirka 400m djup blir vertikalspänningen större än den minsta horisontalspänningen. Denna observation stöds av det faktum att huvuddelen av de vattenförande sprickorna är parallella med den största huvudspänningen. När vertikalspänningen är större än den minsta horisontella huvudspänningen erhålles ett spänningsfält som kan vidga sprickorna parallella med största huvudspänningen. Följaktligen borde dessa sprickor vara vattenförande i hög grad vilket också observerats.



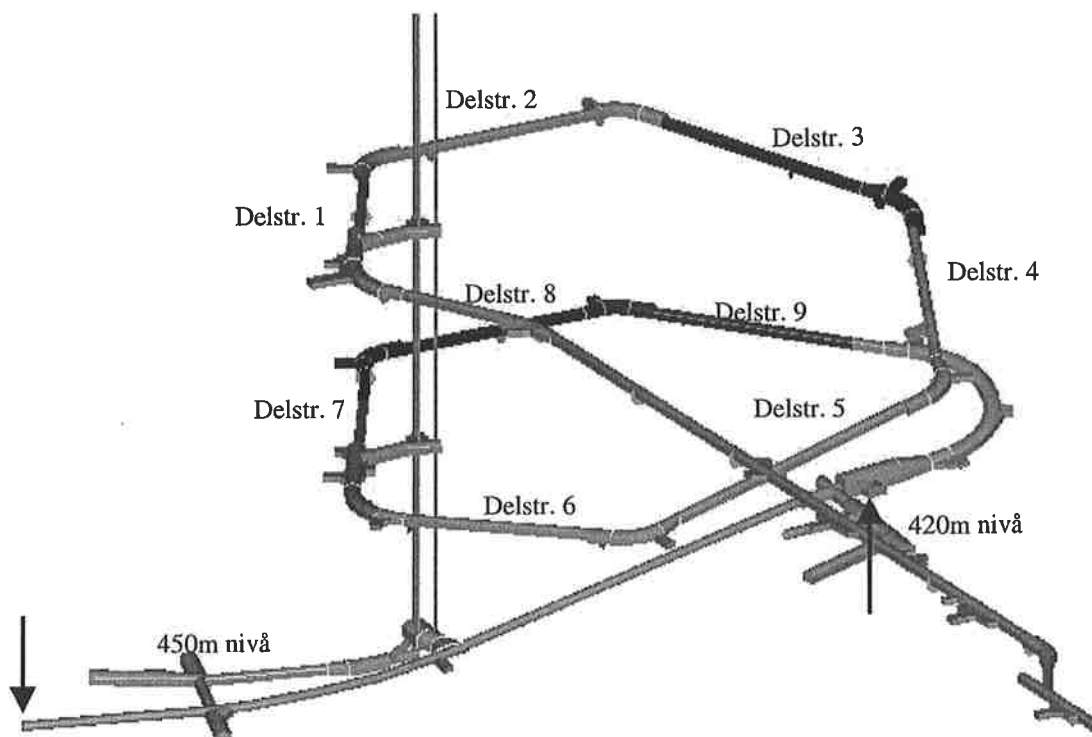
Figur 1. Plan och littera över de större deformationszonernas och deras förhållande till tunnelarna i Äspö.

Top view of the larger deformation zones relation to the Äspö tunnel system.

Berganläggningen

Rampen (huvudtunneln) består av en raksträcka till cirka 220m djup där den övergår till en sexkantig spiralform ned till sitt största djup på 500m. Den längsta delen av huvudtunneln samt alla sidotunnlar och nischer är hästskoformade samt borrarade och sprängda. Huvudtunnels sprängda del har ett tvärsnitt på rakorna som är 25m^2 vilket vidgas till 42m^2 i spiralens kurvor (Hedman 1999). Den sprängda delen av huvudtunneln avslutas på 420m djup. Fortsättningen på huvudtunneln är sedan fullortsborrad med en diameter på cirka 5m till 500m. En plan över tunnelsystemet exklusive bortre delen av den raka delen av rampen redovisas i figur 2.

Äspölaboratoriet byggdes som en forskningsanläggning som skall ge så stora möjligheter som möjligt till att genomföra experiment i olika delar av anläggningen. Vid byggnationen begränsades därför tunnelförstärkningen i hög grad. Tunnelsystemet har sedan anläggningen togs i drift i stället underhållits efter behov.



Figur 2. Vy över tunnelsystemet exklusive början på rampen. Pilarna indikerar start och slutpunkt på den fullortsborrade tunneln. Figuren redovisar även delsträckornas numrering och läge i huvudtunneln. De mörkare delsträckorna har en genomsnittlig RMR-klassificering på 40-60, övriga delsträckor är RMR-klassificerade till mellan 60 och 80.

Iso view presenting the tunnel's layout excluding the beginning of the ramp. The two arrows indicates the start and end point of the full face bored tunnel. The figure also presents the nine different tunnel legs and the parts of the tunnel classified with RMR-values between 40-60 darker coloured than the rest of the legs with an average RMR classification between 60-80.

Underhållsarbetet i tunnlarna

Äspöanläggningen byggdes med ambitionen att minimera främst sprutbetong för att möjliggöra studier av så mycket bergyta som möjligt. Sedan driftsperioden inleddes 1995 har regelbunden skrotning och bultning utförts. En större underhållsentreprise har även genomförts under år 2000.

Alla aktiviteter som utförts i tunnlarna och som på något sätt kan påverkar dem eller något av de pågående experimenten redovisas. I redovisningarna anges typ av aktivitet, mängder och var i tunnlarna samt vid vilken tidpunkt aktiviteten genomförts. Denna information samlas sedan i en sökbar digital databas, SICADA. Allt utfört underhåll

under hittillsvarande driftsperiod samt de förstärkningar som utfördes under byggnationen finns således lagrade där.

Sammanställning av tunnelunderhållet

För att göra en långtidsuppföljning av hur tunnelsystemet svarat på de belastningar det utsatts för har tre parametrar relaterade till tunnelunderhållet studerats, skrotning, bultning och sprutbetong. En sammanställning av dessa data har gjorts för den del av tunnelsystemet som ligger djupare ned än 200m. Denna avgränsning har gjorts eftersom bergspänningarna ovanför detta djup bedöms som för små för att kunna orsaka spänningskorrosion eller dylika effekter. Tunnelsystemet uppdelades i nio olika delar med ungefär samma längd. Indelningen gjordes med hänsyn till placeringen av de mätvallar som finns för kontinuerlig registrering av vatteninflödet. De totala volymerna för de studerade parametrarna för varje delsträcka normaliserades. Det erhållna mätetalet användes sedan för att jämföra de olika delsträckorna med varandra. Delsträckornas läge tillsammans med deras RMR-klassificering presenteras i figur 2. Två RMR-klasser kan användas för att beskriva bergmassan. Tre delsträckor (3, 8 och 9) med ett genomsnittligt RMR på 40 - 60 är presenterade som mörkare färgade än övriga delsträckor som har ett genomsnittligt RMR på 60 - 80.

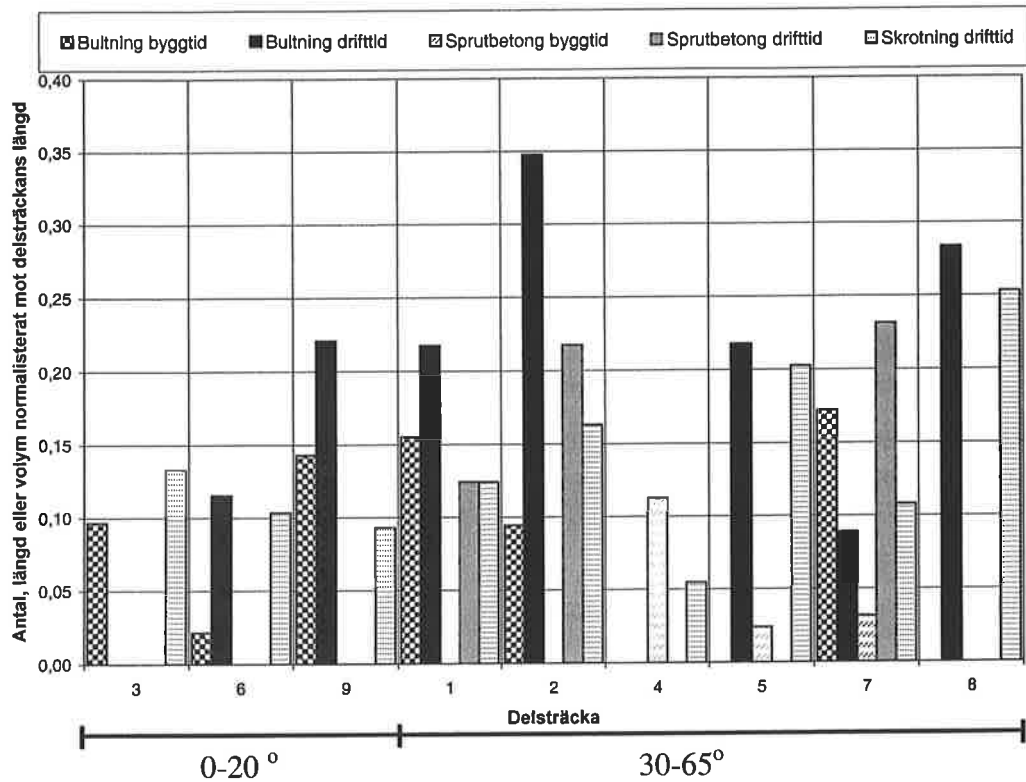
Resultat

Resultatet från sammanställningen av bergunderhållet för bultning, skrotning och sprutbetong för de olika delsträckorna är presenterat i figur 3. Delsträckorna är i figuren grupperade efter deras vinkel relativt den största huvudspänningen.

Numerisk modellering

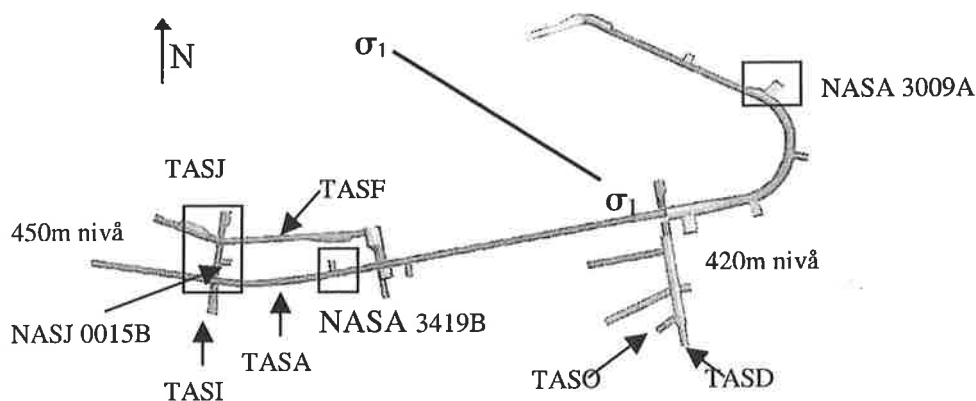
Resultaten från datasammanställningen tillsammans med en intervju med en av de personer som arbetat med tunnelunderhållet pekade ut ett antal områden som troligen kunde vara påverkade av höga spänningar. Kring dessa områden gjordes en numerisk spänningsanalys med Examine 3D. En översikt över valda modellerade områden och dess litterering presenteras i figur 4. Även huvudspänningens riktning är presenterad i figuren.

Resultat från tredimensionella bergspänningsmätningar genomförda i närheten av de valda områdena användes för att plocka ut en spänningstensor för de respektive nivåerna 420 och 450m. Tabell 1 redovisar de huvudspänningar och huvudspänningsriktningar som valts för modelleringen.



Figur 3. Sammanställning av skrotning, bultning och sprutbetong för de olika delsträckorna och deras förhållande till största huvudspänningsriktningen.

Compilation of records for scaling, bolting and shotcreting for the different tunnel legs and their relation to the bearing of the major principal stress.



Figur 4. Områden valda för numerisk spänningsanalys samt huvudspänningsriktning i förhållande till tunnelsystemet.

Areas selected for numerical stress analysis including the tunnel system's relation to the bearing of the principal stress.

Tabell 1. Valda huvudspänningar och huvudspänningsriktningar för de modellerade nivåerna.

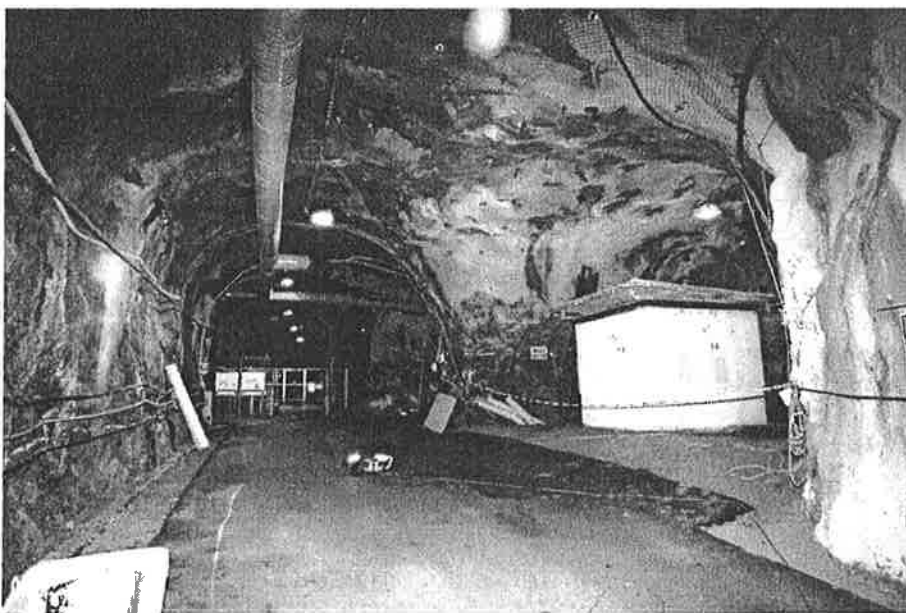
In situ stress data used for the numerical modelling at the two different levels.

	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_3 [MPa]
Spänning 420m	27	17	9
Spänning 450m	29	21	10
Strykning [grader]	133	49	234
Stupning [grader]	19	42	33

Generellt sett har bergmassan i de modellerade områdena en enaxlig tryckhållfasthet på cirka 200 MPa. Elasticitetsmodulen och Poissons tal är cirka 40 GPa respektive 0,2.

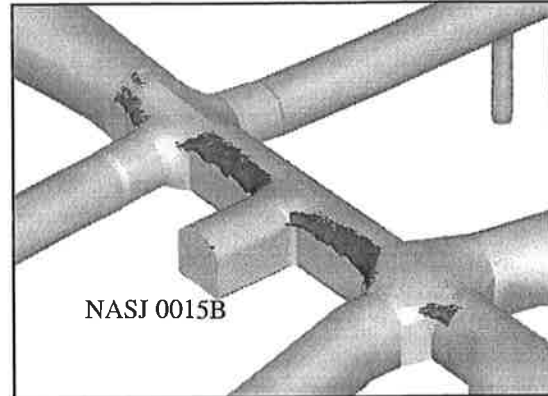
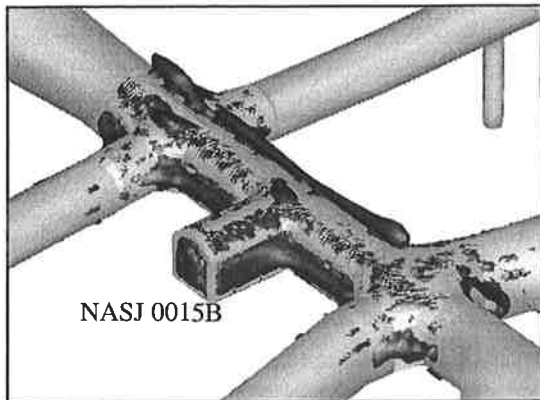
Resultat

Tunneln TASJ tillsammans med nisch NASJ 0015B har krävt återkommande underhåll sedan driftperioden startade. Tunnelns övre östra vägg tillsammans med nischen har bultats och sprutats, se figur 5. Resten av tunneltaket har förstärkts med bult och kompletterats med nät. Delar av modelleringsresultaten som redovisas i figur 6 stämmer bra med de observationer som gjorts. I figuren redovisas till vänster en yta som motsvarar gränsytan där den minsta huvudspänningen är 0 MPa, den högra delen av figuren redovisar den gränsyta där skjuvspänningen är 80 MPa.



Figur 5. Fotografi i TASJ med nischen NASJ 0015B till höger.

Photograph of TASJ with niche NASJ 0015B to the right.



Figur 6. Minsta huvudspänningens gränssyta mot 0 MPa till vänster och skjuvspänningens gränssyta mot 80 MPa till höger.

Left: the 0 MPa iso surface of the minor principal stress. Right: the 80 MPa shear stress iso surface.

Diskussion och slutsatser

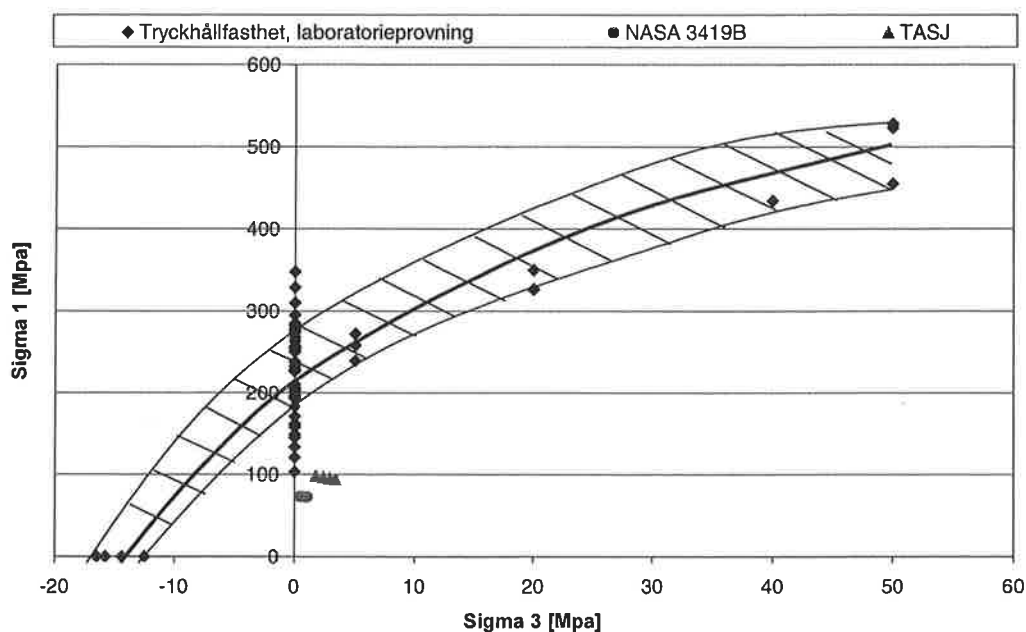
Huvuddelen av Äspölaboratoriet är utifrån en bergmekanisk synvinkel sett en stabil berganläggning där underhållet endast har genomförts i begränsade delar av anläggningen. Det går också fortfarande att se spår att konturhålen i stora delar av tunnelsystemet. Sammantaget ger detta en god indikation på att det inte pågår någon spänningskorrosion i huvudtunneln. I de modellerade tunnelkorsningarna och nischerna råder i vissa fall spänningar som troligen ligger mycket nära gränsen för bergets elastiska respons.

Vid en detaljstudie av var underhållet skett på de respektive delsträckorna visar det sig att huvuddelen utförts i kurvorna där tunnelarean ökats från 25m² till 42m². Mycket av underhållet i dessa områden kan bero på att tunneln ser vidare ut samtidigt som stickningen i kurvan gör att särskilt konturen i ytterkurvan ser ojämn ut. Ur bergmekanisk synvinkel borde inte kurvorna vara så utsatta att underhållet skulle behöva vara större där. Underhållet som skett i de raka delarna av delsträckorna är i huvudsak utfört i områden med större inslag av Smålandsgranit och finkornig granit. Dessa bergarter och särskilt den finkorniga graniten finns ofta i samband med mindre zoner med en högre sprickdensitet vilket troligen är förklaringen.

Huvuddelen av de vattenförande sprickorna ligger i princip parallellt med den största huvudspänningsriktningen. Vatteninflödet i tunneln för varje delsträcka har studerats men inget samband mellan vatteninflödet tunnelunderhållet och delsträckans förhållande till huvudspänningsriktningen har funnits.

Figur 3 visar bland annat att delsträckorna med liten vinkel mot den största huvudspänningen har krävt mindre underhåll än de nästan parallella med huvudspänningsriktningen.

Resultaten från den numeriska modelleringen stämmer väl överens med de observationer som gjorts i tunnelsystemet. De områden som modellerats med avseende på spänningssituationen är ganska högt belastade men lasterna ligger under bergets enaxliga tryckhållfasthet. Lasterna ligger dock i vissa fall inte så långt ifrån de nivåer, 118 MPa, där sprickbildning börjat att ske i laboratorieprovningar (Nordlund et al. 1999). Resultat från olika tryckhållfasthetstest gjorda på borrhärdor från Äspölaboratoriet tillsammans med modelleringsresultat från två av de mest ansträngda delarna är presenterat i figur 7. Det skrafferade området är tryckhållfasthetens bedömda spridning.



Figur 7. Sammanställning av tryckhållfasthetstest tillsammans med bedömd spridning och numeriska resultat från två av de mest ansträngda områdena.

Compilation of lab rock strength measurements and results from high stressed areas according to the numerical modelling.

Martin et al. (1999) presenterade ett samband mellan brottsgränsdjupet och tangentialspänningarna på ytan av en tunnelkontur. Det linjära sambandet presenterades med följande ekvation där brottdjupet R_f är normaliserat mot den effektiva tunnelradien, brottsgränslasten nås när $\sigma_{max}/\sigma_c \approx 0.4 \pm 0.1$.

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c}$$

Om de maximalt förekommande skjuvspänningarna vid modelleringen på ca. 100 MPa används i ovanstående ekvation erhålles en σ_{\max}/σ_c kvot på 0,5. Enligt Martin et al. är detta mycket nära gränsen för när knäppberg kan erhållas.

Linjär extrapolering av spänningsfältet mot djupet visar att samma tunnelgeometrier på 550m djup skulle inducera sådana laster i konturen att bergmassans respons skulle ligga utanför det elastiska området.

Kostnaden för det kontinuerliga underhållet ligger på i storleksordningen 10% av den totalkostnaden för bergschakt, förstärkning och projektering. I relation till de sammanslagna kostnaderna för anläggningsdriften och investeringar gjorda i olika experiment står dock underhållet bara för ca. 2%.

Referenser

- Andersson C., Söderhäll J. 2001. Rock mechanical conditions at the Äspö HRL. A study of the correlation between geology, tunnel maintenance and tunnel shape. SKB R-01-53.
- Röshoff K., Lanaro F., Jing L. Strategy for a descriptive rock mechanics model. Development and testing of the Empirical approach. SKB R-02-01.
- Staub I., Fredriksson A., Outters N. Strategy for a descriptive rock mechanics model. Development and testing of the Theoretical approach. SKB R-02-02.
- Hakami E., Hakami H., Cosgrove J. Strategy for a descriptive rock mechanics model. Development and testing of an Approach to modelling the state of stress. SKB R-02-03.
- Hudson J., A. (Editor) Strategy for a descriptive rock mechanics model. A test case based on data from the Äspö HRL. SKB R-02-04.
- Makurat A., Löset F., Wold Hagen A., Kveldsvik V. Grimstad E. Äspö HRL. A descriptive rock mechanics model for the 380-500m level. SKB R-02-11.
- Hedman Tommy 1999. Äspö Hard Rock Laboratory. Experience from design and construction. SKB Äspö IPR-99-05.
- Markström I., Erlström M. 1996. Äspö Hard Rock Laboratory. Overview of documentation of tunnel niches and core boreholes. SKB Äspö Progress Report HRL-96-19.
- 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):136-151.
- Nilsson Rolf 2000. Södermans Bergsprängning AB. Personlig kommunikation. 2000-11-07.
- Nordlund E., Chunlin L., Carlsson B., Äspö HRL Prototype Repository, Mechanical properties of the diorite in the prototype repository at Äspö HRL. SKB IPR-99-25.
- Rhén I., Gustafson G., Stanfors R., Wikberg P. 1997. Äspö HRL – Geoscientific evaluation 1997/5. Models based on site characterisation 1986-1995. SKB Technical Report 97-06.

FÖRSTÄRKNING AV HÖG BERGSLÄNT I SÖDRA LÄNKEN

Reinforcement of a rockslope at the Southern Link

Mikael Creütz, Golder Associates AB
Anders Fredriksson, Golder Associates AB
Lena Reidarman, Vägverket

Sammanfattning

Förstärkningen utfördes på Södra Länkens Entreprenad SL11 under hösten och vintern 2000 till 2001.

Behovet av en omfattande bergförstärkning hade inte uppmärksammats vid projekteringen, utan behovet av förstärkning av bergslänten upptäcktes först i samband med sprängningsarbetena.

Orsaken till att förstärkning krävdes var en sprickzon som löper parallellt utmed hela bergslänten med ett avstånd som varierar mellan 4 och 6 meter bakom släntrönet.

Omfattning och behov av förstärkning gick inte att direkt bestämma eftersom tillgången till information inledningsvis var mycket begränsad. Förstärkningen fick därför utföras enligt "Aktiv design" principen.

Förstärkningsarbetena utfördes således i ett flertal omgångar mitt under pågående produktion, vilket ställde stora krav på utrustning och samordning för att minimera störningen på entreprenaden. I samband med förstärkningsarbetena installerades även olika typer av mätutrustning för observation av bergslänten och bergtunnel 214 parallell med bergslänten.

Mätresultaten visade bergkilens rörelser påverkades kraftigt av nederbörd och temperatur. Man beslöt därför att även dränera sprickzonen eftersom möjligheten att förstärka mot ett eventuellt istryck/tjältryck bedömdes som obefintliga.

När återfyllning skett samt efter det att grundvattenytan tillåtits att stiga inom bergschakten erhålls inga utåtriktade krafter från bergkilen varför permanent förstärkning av slänten ej krävs.

Summary

This paper describes the rock support works at the Southern Link, contract SL11, during the autumn of 2000 and the winter of 2001.

The need of extensive rock support was not identified during the design stage. It was first observed during the blasting and excavation works of the open cut.

The primary cause of the need for rock support was a fracture zone running parallel to the vertical rock slope, 4 – 6 meters behind the crest of the slope.

It was not possible to determine the extent of the rock support at once, as the information was limited. Hence, the rock support was designed according to the principle of “Active Design”.

The support works were executed in several stages during the excavation of the open cut. This put special demands on equipment and the organisation of support works. Also as the support works went on instrumentation for measurement of deformations was installed to monitor movements behind the slope.

Rainfall and temperature turned out to have strong effects on the behaviour of the rock wedge. It was realized that it was impossible to support the rock wedge against loads from ice or ground frost. Major work was executed to drain the fracture zone and to prevent water to enter the zone.

When the open cut is back-filled and the ground water is restored to its normal level within the excavation, no loads will act on the concrete tunnel from the rock wedge. Hence, there is no need for permanent rock support of the wedge.

Inledning

Förstärkningen som beskrivs nedan har utförts på Södra Länkens Entreprenad SL11 under hösten och vintern 2000 till 2001. Förstärkningsarbetena pågick under ca 6 månader. SL11 består av en ca 350 m lång betongtunnel, som förgrenar sig till tre ramptunnlar innan de övergår till bergtunnlar. Betongtunneln är utförd med grundläggning på berg. För att ansluta till bergtunnlarna är betongtunneln således förlagd i bergsskärning, vilket i detta fall gav upphov till en ca 8 till 16 meter hög "temporär" vertikal bergslänt i samband med schaktningsarbetena framskridande, se figur 1.

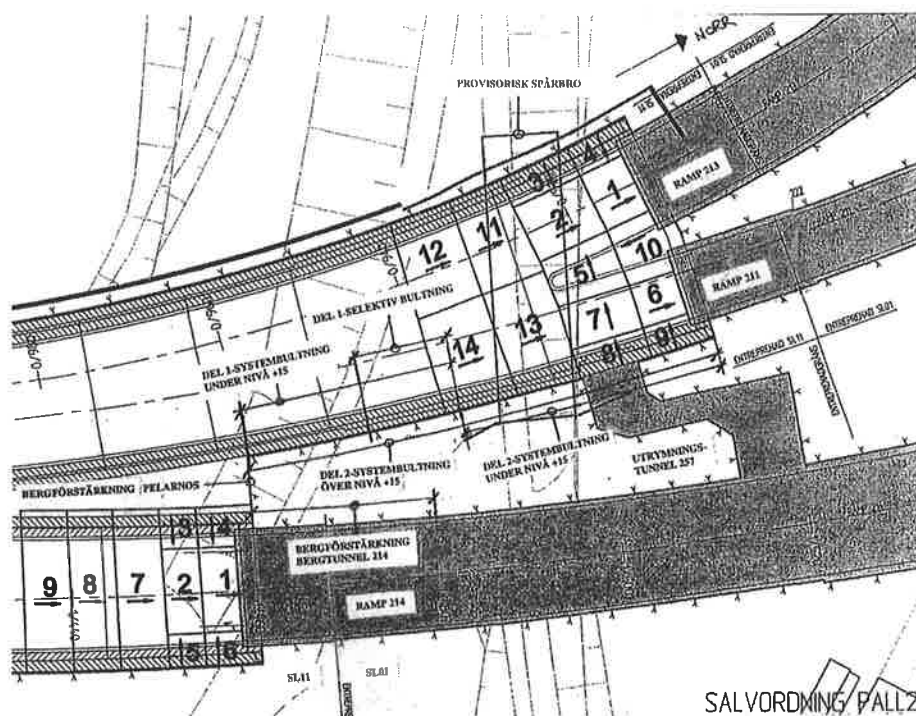


Figur 1. Foto av bergpelaren mellan bergtunnel 214 och ramperna 211 och 213.
Figure 1. Photo of the pillar between the rock tunnel 214 and the ramps 211 and 213.

Behovet av en omfattande bergförstärkning hade inte uppmärksammats i projekteringen, utan behovet av förstärkning av bergslänten upptäcktes först i samband med sprängningsarbetena. Vid uttag av den andra pallen noterades att sprickor uppstått och öppnat sig mellan 2 till 4 meter bakom släntrönet. Varefter entreprenören kontaktade Vägverkets teknikansvariga för utredning och beslut om åtgärd.

Översiktlig beskrivning av området

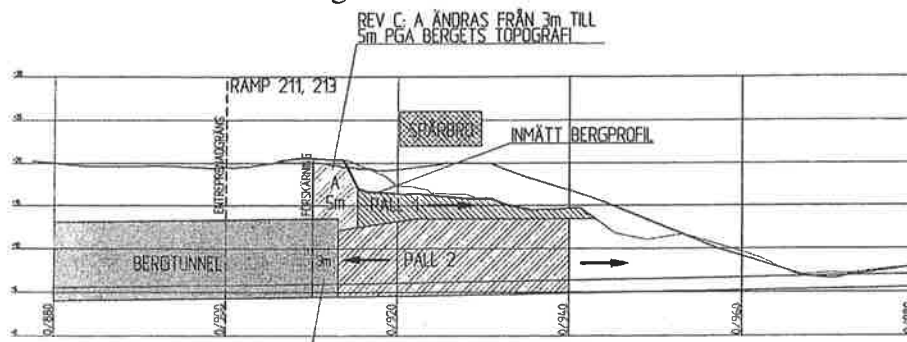
Betongtunneln utgörs i början av två ramptunnlar för att innan de övergår till bergtunnlar dela upp sig i tre ramptunnlar. Dessa tunnlar benämns i denna text med ramptunnel 211, 213 och 214. Ramptunnlarna övergår därefter till bergtunnlar när kravet på erforderlig bergtäckning är uppfyllt. Dessa bergtunnlar ansluter i sin tur till Södra Länkens två huvudtunnlar i berg. Se figur 2.



Figur 2. Plan visande bergförstärkningens omfattning och salvordning för pall 2.
 Figure 2. Plan showing rock reinforcement and blasting sequences.

Med hänsyn till bergets topografi och krav på erforderlig bergtäckning har man vid projekteringen av entreprenaden valt lösningen att förlägga bergpåslagen för ramptunnlarna förskjutna i förhållande till varandra i plan. Bergpåslagen för ramptunnlarna 211 och 213 ligger parallellt medan påslaget för ramptunnel 214 är beläget ca 50 söder om ramptunnlarna 211 och 213.

Denna planlösning med förskjutna bergpåslag ger upphov till en bergpelare mellan betongtunneldelen (ramptunnlarna 211 och 213) och bergtunnel 214. Bergpelaren är ca 50 m lång och dess bredd varierar mellan 7 till 15 meter. Utmed bergpelarens västra sida eller betongramptunnel 211:s östra sida skapas på så sätt även en hög "temporär" bergslänt. Höjden på bergslänten varierar mellan ca 8 och 16 meter och med nivå-skillnad från ca +13 till +21. Se figurerna 2 och 3.



Figur 3. Vy av bergskärning.
 Figure 3. View of the open cut.

Mellan betongtunneln (211) och bergtunnel (214) finns även en utrymningstunnel (257) utsprängd i berg.

Tvärbanan mellan Alvik och Gullmarsplan är förlagd på en provisorisk spårbron över schakten inom området för förstärkningen med överkant räl (RÖK) ca + 24.4 och med bergschaktbotten nivå ca + 5, dvs. ca 20 meter över slutlig bergschaktbotten. Spårbrons östra upplag är placerat på den förstärkta bergväggens släntkrön, se figurerna 2 och 3.

Områdets geologi

Ingen bergprognos upprättades för de öppna bergschaktena under projekteringen. Men för entreprenad SL11 ingår tre stycken bergtunneldelar och för dessa har en bergprognos genomförts som ingår i förfrågningsunderlaget. Utifrån denna kan man utläsa att bergmassan närmast förstärkt bergvägg domineras av sedimentgnejs med inslag av gnejsgranit och pegmatit. Förskiffringen stryker i NS och stupar i regel brant mot V. Två till tre sprickgrupper förekommer vanligen, två brantstående och en flack.

Förskiffringsplanen är oftast undulerande med slät ytstruktur. Tunna glimmerskikt (biotit) ligger inlagrade i bergarten och utgör svaghetsplan längs vilka gnejsen lätt spricker upp. Klorit är ett vanligt förekommande sprickmineral. Även andra sprickmineral kan nämnas som grafit och lera vilka är friktionsnedsättande. Vidare bedöms frekvensen av sprickor med friktionsnedsättande mineral som grafit, klorit och lera vara högre inom svaghetszonerna än inom den omgivande bergmassan.

Släntens berg är storblockigt med en del partier med kraftigare uppsprickning. Sprickzonen som orsakade stabilitetsproblemen är ca 20 till 30 cm bred och innehåller delvis lera, klorit och biotit.

Beträffande geohydrologiska förhållanden varierar grundvattennivåerna mellan ca +20 och +21 i området. Nivåerna grundas på uppgifter från utförda grundvattenobservationer före entreprenadstart. Vilket kan jämföras med nivåerna på bergsläntens krön som varierar mellan ca + 13 och + 21.

Uttag av bergskärning , bergförstärkning och övervakning

Hösten 2000 genomfördes bergschakten för delen mellan de två bergpåslagen och i samband med detta uppmärksammades att bergslänten kunde behöva förstärkas utöver vanlig blockbultning. Uttaget av denna del av bergschakten illustreras av figurerna 2 och 3. Bergtunnlarna 211, 213 och 214 var i detta läge utsprängda och färdigförstärkta.

Uttag av pall 1 genomfördes utan komplikationer. Efter att salvorna (salva 13 och 14) för pall 2 sprängdes ut under spårbron observerades söder om spårbron, att bergsprickor öppnat sig 2 – 4 meter bakom släntkrönet och att en del nya sprickor uppkommit.

Efter kompletterande kartering och mätning konstaterades att troligen en större sammanhängande sprickzon fanns ca 4 meter bakom släntkrönet. Zonen öppnade sig successivt, vilket styrktes av mätningarna, se figur 4. I en första ansats bedömdes att sprickan stupade ca 70° ut mot schakten och mynnade ut i bergsläntens nedre del samt förmodligen fortsatte in under spårbanken för Tvärbanan.

Med denna information beslutades att även utföra manuell konvergensmätning fyra stycken mätsektioner (1/465, 1/470, 1/475 och 1/480) i bergtunnel 214 för att kontrollera dess stabilitet, se figur 4. Bergtunneln instrumenterades med bultar för manuell konvergensmätning (tape-extensometer) i anfangsnivå. Inga rörelser uppmättes i bergtunneln utanför mätnoggrannheten.

Förstärkningen kompletterades ytterligare under september 2000 med successiv systembultning av bergslänten söder om spårbron under nivå +15 mellan sektionerna 1/315 och 1/345, se figur 2.

I detta läge bedömde man att sprickorna inte var utsatta för vattentryck.

Del 2: Utökad och kompletterande förstärkningsinsats efter att sprickzonen bekräftats.

Efter förstärkning enligt del 1 och ytterligare mätresultat, som visade på en fortsatt rörelse av släntkrönet ut mot schakten, samt att tidigare förstärkningsinsatser ej gick att utföra tillfyllest, utarbetades ett mera omfattande förstärkningsförslag med långa bultar som går genom sprickzonen. I förslaget ingick även installering av kompletterande mätutrustning. Dessutom bestämdes att sprickzonen skulle förseglas i syfte att förhindra ytvatten att strömma till sprickzonen där den var synlig, dvs. från pelarnos bergtunnel 214 fram till spårbron. Förseglingen utgjordes av enkel sprickinjektering av mindre sprickor och av att sprickzonens överyta rensades fram och överfylldes med betong.

Bergförstärkningen utökades därmed under oktober år 2000 med långa bultar, L=10 m, utmed bergsläntens övre del i två rader mellan sektionerna 1/292 och 1/345 (Ramp 211). Bultarna var tvungna att borras ovanför nivå +15, för att inte riskera att borras in i bergtunneln med taknivå ca +14, se figur 2 och 6. Förstärkningen dimensionerades denna gång för att hålla "bergkilen" på plats med fullt vattentryck i sprickzonen, se figur 8.

Vid samma tidpunkt kompletterades även förstärkningen med bergbultning under nivå +15 under spårbron, kring utrymningstunneln och mellan utrymningstunnel och bergpåslag för bergtunnel 211, dvs. mellan sektionerna 1/192 och 1/315 (Ramp 211), se figur 2 och 6.

Den kompletterande mätutrustningen, som installerades i början av november år 2000, utgjordes av 8 stycken fasta extensometrar i fyra stycken mätsektioner i slänten samt två stycken fasta konvergensmätsträckor inuti bergtunnel 214. Se figur 4 och 6.

Mätutrustningen anslöts till en datalogger för automatisk och kontinuerlig registrering. Tömning av datalogger skedde dock manuellt.

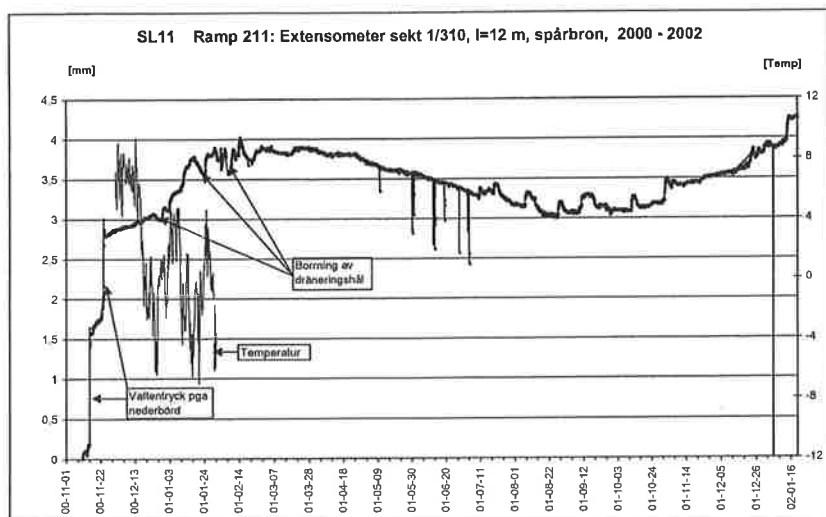
I detta läge kunde även sprickzonen observeras i pelarnosen (Se figur 4.) och dess stupning och riktning kunde noggrannare bestämmas. Istället för att mynna ut i bergväggen övergick stupningen till att nästan vara vertikal, ca 80°. Detta innebar att bergkilen (bergskivan) hade stöd i botten. Problemet utgjordes istället för ett mer renodlat kilproblem till att vara ett stjälpningsproblem. Även vid kartering av utrymningstunneln (257) kunde sprickzonen tydligt noteras. Med denna information kunde man fastställa att sprickzonen i stort sett löpte parallellt utmed hela bergväggen med ett avstånd som varierar mellan 4 och 6 meter bakom slänkrönet, se figur 4. Detta kunde även senare verifieras vid borrning av dräneringshålen, se nedan.

Sprickzonen som i sin södra del delar bergpelaren mitt itu gjorde att bergtäckningen för bergtunnel 214 endast utgjordes av ca 2 m i sin trängsta sektion (bergpåslaget), se figur 4. För att ytterligare säkra bergväggen och för att undvika att påverka bergtunnelns stabilitet förstärktes bergtunnelns västra sida mellan sektionerna 1/460 och 1/480. Förstärkningen som utfördes under december år 2000, utgörs av bultar (L=5 m) med bricka och mutter som går igenom sprickzonen placerade i 6 rader mellan sula och anfang, se figur 2.

Dessutom utfördes under december år 2000 förstärkning i syfte att avlasta pelarnosen genom att övre delen av pelarnosen och bergpåslaget (214) kompletterades med långa bergbult (L=10 m). Pelarnosen är löpande förstärkt med en fiberarmerad sprutbetong, 80 mm, som är bultförankrad med 5 meter långa bultar med bricka och mutter, se figur 2.

Del 3: Dränerande åtgärder efter avslutad bergförstärkning.

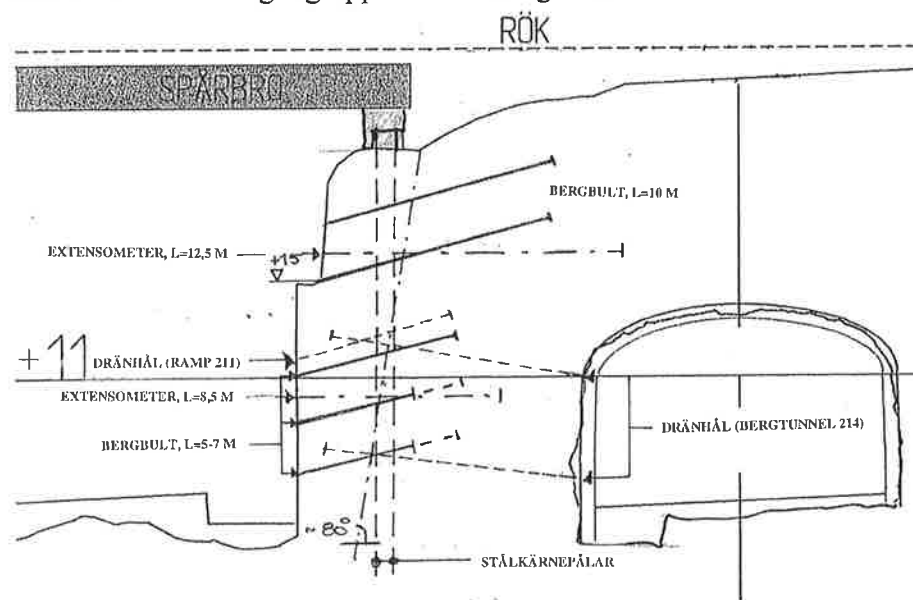
Vid avläsning av extensometrarna under november och december år 2000 konstaterades att rörelserna av bergkilen påverkades kraftigt av nederbörd och temperatur. Se figur 5.



Figur 5. Exempel på uppmätta deformationer vid extensometer.
 Figure 5. Example of measured deformations.

I bergtunneln kunde inga mätbara förändringar noteras.

I mitten av december år 2000 beslöts därför att dränera sprickzonen eftersom möjligheten att förstärka mot ett eventuellt istryck/tjältryck bedömdes som obefintligt. 11 stycken dräneringshål borrades i bergväggen under spårbron från ramptunnel 211, se figur 6. Direkt efter borrning av dräneringshålen avstannade den utåtgående rörelsen och en viss tillbakagång uppmättes. Se figur 5.



Figur 6. Sektion genom slänt visande förstärkning, dräneringshål och extensometrar.
 Figure 6. Section showing the rock reinforcement, drainage holes and extensometers.

Under januari och februari år 2001 visade det sig svårt att bibehålla en god dränering av sprickzonen p.g.a. svåra vinterförhållande med isbildning som följd. En åtgärd med

kompletterande dräneringshål beslutades. Dräneringshålen borrades under februari år 2001 och denna gång inifrån bergtunnel 214 på angränsande entreprenadområde (SL01), se figur 6. 20 stycken nya dräneringshål borrades utmed västra bergväggen mellan sektionerna 1/484 och 1/502, centrumavstånd ca 2 meter. Hålen borrades på två olika nivåer och lutningarna och borrhjulen anpassades m.h.t. befintliga bergbultar, stålkärnepålar, extensometrar etc., se figur 6. Efter borring av dräneringshålen avstannade rörelserna och även denna gång uppmättes en tillbakagång, se figur 5.

Dräneringshålen är fortfarande i funktion och kommer inte att injekteras igen förrän återfyllning skett mellan betongtunnel och bergslänt på båda sidor av betongtunneln. Återfyllningsarbetena är idag, 2002-01-31, i stort sett färdiga och injektering av dräneringshålen planeras att utföras i början av år 2002.

I bergtunneln var de uppmätta rörelserna fortfarande inom mätnoggrannheten.

Mätning av extensometrarna kommer att pågå en bit in på 2002. Extensometrarnas mätresultat visar att slänten är stabil efter att bergförstärkning och borring av dräneringshål utförts, se figur 5. Eftersom ingen rörelse har kunnat konstateras i bergtunnel 214 beslutades att demontera denna mätutrustning i slutet av maj år 2001. Möjligheten finns dock fortfarande att mäta de manuella konvergensmätsträckorna.

Storleken på bergsläntens rörelser har inte utgjort något problem för spårbrons stålkärnepålar i form av t ex knäckning eller skjuvbrott. Varför inga särskilda åtgärder krävts för denna.

Utförande av förstärkningsarbetena

Förstärkningsarbetena har utförts av Selmer Anläggning numera Skanska. För vissa arbeten inuti bergtunnel 214, entreprenad SL01, stod dock NCC för arbetena.

För att minimera störningen på entreprenaden fick stort arbete läggas ned på att planera förstärkningsarbetena. För arbetena krävdes t. ex. en bormaskin, som kunde utföra borring för bultsättning från schaktbotten och på höjder över 10 meter, vilket inte är standard för en bormaskin att klara av, se bild nedan.

Med hänsyn till den provisoriska spårbron och att konsekvenserna för ett eventuellt ras var mycket stora, beslutades att stoppa övriga arbetena nedanför bergslänten till dess att bergväggens stabilitet ansågs säker. De enda arbeten som fick utföras var sprängning av kvarstående berg ned till slutlig bergschaktbotten. Sprängplanerna fick justeras och anpassas med hänsyn till bergsläntens instabilitet samtidigt som bergförstärkningen utfördes löpande. All utförbar förstärkning var tvungen att vara slutförd inför varje ny salva. Slänten hölls under noggrann uppsikt under hela tiden som sprängning pågick.



Figur 7. Foto visande borrarutrustning för borrhning av hål 10 m över schaktbotten.
Figure 7. Photo showing drilling equipment.

Även rörelser i samband med sprängningsarbetena uppmättes. Vid borrhning för bultar inifrån bergtunnel 214 uppmättes rörelser under borrhningen. Bergslänten trycktes utåt av matartrycket från bormaskinen efter att sprickzonen passerats. Slänten var således mycket känslig för yttre påverkan.

Utsättning och sättning av bultarna fick göras från sky-lift eller med hjälp av en kran, och att installera 10 meter långa bergbult, \varnothing 25 mm, på höjder över 10 meter, är bara det ett kapitel för sig. Vid utsättningen var det även viktigt att placera hålen, anpassa nivåer och lutningar på borrhålen på sådant sätt att befintliga stålkärnepålar och mätutrustning inte borrhades på.

Flertalet av borrhålen var även vattenförande, vilket ställde särskilda krav på bultsättningen. För att säkerställa att bultarna fick en erforderlig ingjutning fick inte bultarna sättas med SN-metoden, om inte borrhålen var torra. Istället användes följande förfarande:

- Borrhning av bulthålet.
- Bulthålet rensades.
- Bult med fasttejp luftnings slang monterades i bulthålet.
- Vid bergytan installerades en kort injekterings slang och hålet drevades så att vattnet rann ut genom injekterings slangen.
- En mängd styvt injekteringsbruk trycktes in genom injekterings slangen och fick rinna tillbaka mot drevningen.
- Rensning av injekterings slangen och härdning av pluggen.
- Injektering via injekterings slangen till dess att injekterings bruket kom ut ur luftnings slangen. Avstängning av luftnings- och injekterings slang.

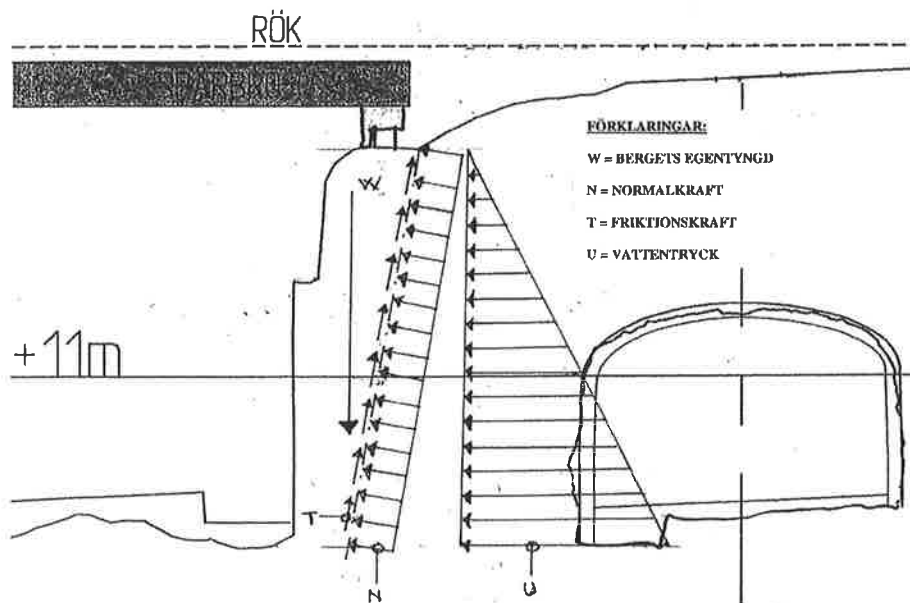
Eftersom bergsläntens instabilitet även påverkade angränsande entreprenad SL01 fick dess bygglösning kontaktas för samordning av förstärkningsarbetena samt att Entreprenad SL11 valt att låta SL01:s entreprenör utföra bergtunnelarbetena. Bergtunnel 214 ingår förutom de sista 8 metrarna i entreprenad SL01, se figur 2.

Södra Länkens "Review Team" kontaktades även under pågående förstärkningsarbeten för granskning av utförda och planerade åtgärder. Olika situationer och tänkbara scenarion diskuterades. Viktigt var att utreda huruvida stabiliteten för bergtunnel 214 påverkades och att bedöma och analysera risken för den provisoriska spårbrons säkerhet. Någon risk för spårbron har aldrig varit aktuell.

På SL01:s entreprenad planerades efterinjekteringsarbeten att utföras utmed den västra bergtunnelväggen inom berört område. Med tanke på att sprickzonen var vattenförande och därmed mottaglig för injekteringsmedel beslöts i samråd med SL01:s bygglösning, att alla efterinjekteringsarbeten skulle avbrytas och avvaktas till dess att återfyllning mot betongtunneln slutförts utmed dessa båda sidor. Dessa injekteringsarbeten planeras nu istället att utföras i början av år 2002.

Dimensionering av bergförstärkning

Dimensionering har utförts med beräkningsmodell enligt figur 8.



Figur 8. Sektion visande krafter som verkar på bergskivan.
 Figure 8. Section showing the forces effecting the rock slab.

I beräkningsmodellen har följande antaganden gjorts:

- Ingen kohesion i sprickzonen, $c = 0$.

- Eftersom sprickzonens stupning i stort sett var vertikal, stupning ca 80° har antagits, och inte mynnade ut i bergväggen, kunde bergets egentygnd tillgodoräknas, genom att utnyttja en normalkraft verkandes mot sprickplanet. Normalkraften antogs verka konstant utmed hela sprickplanet.
- Fullt utbrett vattentryck i sprickzonen.
- Friktionsvinkeln $\varphi = 31^\circ$.
- Bergmassan densitet $\rho = 2,65 \text{ ton/m}^3$.

Prover under pågående förstärkningsarbeten har tagits på leran i sprickzonen i syfte att undersöka dess svällningsegenskaper, men någon sådan har inte kunnat konstateras.

Utifrån dessa parametrar och övrig information framräknades resulterande kraft för representativa sektioner utmed bergslänten. Se figur 8 för beräkningsmodell under spårbron. I samtliga beräkningssektioner utgjordes den resulterande kraften av överskottet från vattentrycket i sprickzonen. Kraften varierar mellan ca 50 och 110 ton/m.

När spalten mellan betongtunnel och bergslänt återfyllts samt efter att grundvattenytan tillåtits att stiga i denna spalt erhålls samma vattentryck i spalten som i sprickzonen. På detta vis får man inga tillskottslaster på betongtunneln längs den östra sidan (ramp 211 och 213) även om bergbultarnas bärförmåga skulle försvinna eller nedsättas. Därmed krävs ej heller någon permanent förstärkning av bergslänten.

Instrumentering och mätsystem

Följande mätutrustning har använts under tiden för förstärkningsarbetena samt för uppföljning av resultatet. Se även figur 4.

- 8 stycken manuella konvergensmätsträckor. 4 stycken söder om spårbron mellan släntkrön och bakomvarande bergvägg och 4 stycken inuti bergtunnel 214. Mätningen utfördes med "tape-extensometer".
- 8 stycken enstångs-extensometrar, typ Geometrik, med automatisk registrering. Längderna på extensometrarna varierar mellan 8 och 12 meter och är installerade på två olika nivåer i fyra mätsektioner. Längderna är anpassade m.h.t. till sprickzonens läge. Se figur 6.
- Konvergensmätutrustning, typ Geometrik, med automatisk registrering inuti bergtunnel 214 i två mätsektioner (1/462 och 1/465). Utrustningen utgjordes av en invar-tråd, som monterades i anfangsnivå. På dess ena sida av bergtunneln installerades en mätsensor, som överförde en mätsignal till en datalogger.

All automatisk registreringsutrustning är anslutna till en datalogger för uppsamling av mätvärdena. Denna datalogger töms manuellt med en bärbar dator.

Sammanfattning av förstärkningsåtgärder

Förstärkningsarbetena som pågick i 6 månader på plats, inkluderande bergbultning, installation av mätutrustning, sprutbetong och dränerande åtgärder, kan sammanfattas i olika delmoment enligt nedan.

Alla satta bultar utgörs av kamstål Ks 500 och med dimension \varnothing 25 mm samt utförda enligt tillämpliga krav i Tunnel 95.

Bergslänten:

- Systembultning av bergväggen ovanför nivå +15 i 2 rader. Bultlängden är 10 meter och med lutningar mellan 10° och 15° uppåt. Antal satta bult är ca 60 stycken med utförande i miljöklass M3.
- Successiv systembultning av bergväggen nedanför nivå +15 i 3 till 6 rader och centrumavstånd 1 till 1,5 meter. Bultlängderna varierar mellan 4 och 7 meter och lutningarna mellan 10° och 15° uppåt. Antal satta bult är ca 130 stycken med utförande i miljöklass M3.
- Selektiv bultning för låsning av enstaka block. Bultlängderna varierar mellan 2 och 5 meter. Antal satta bult är ca 20 stycken med utförande i miljöklass M3.

Totalt antal satta bult för hela bergslänten är därmed ca 210 stycken.

Pelarnosen:

- Systembultning av pelarnosen i rutnät 1 meter. Bultlängd 5 meter och lutning 10° uppåt samt försedda med bricka och mutter. Antal satta bult är ca 50 stycken med utförande i miljöklass M4A.
- Selektiv bultning över bergpåslag för bergtunnel 214 samt övre del av pelarnosen. I syfte att avlasta bergtrycket mot pelarnosen. Bultlängden är 10 meter och med lutning 15° uppåt. Totalt antal satta bult är ca 15 stycken med utförande i miljöklass M3.
- Pelarnosen är även förstärkt med 80 mm fiberarmerad sprutbetong.

Bergtunnel 214:

- Systembultning av västra bergtunnelväggen i 214 i 6 rader och centrumavstånd 1 meter. Avstånd mellan bultarna i raderna 1,5 meter. Bultlängden är 5 meter och utan lutning (horisontella). Antal bultar är ca 80 stycken med utförande i miljöklass M4A.

Pelarnosen och bergtunnel 214 har permanent förstärkning, och övrig förstärkning är temporär. Totalt antal bergbult för hela bergförstärkningen är därmed ca 355 stycken.

STABILITETSANALYS AV BERGSCHAKT I KIIRUNAVAARA

Stability Analysis of Ore Passes in the Kiirunavaara Mine

Jonny Sjöberg, SwedPower AB

Peter Lundman, Banverket HK (Petro Bloc AB under projektets genomförande)

Erling Nordlund, Avd för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet

Carlos Quinteiro, LKAB

SAMMANFATTNING

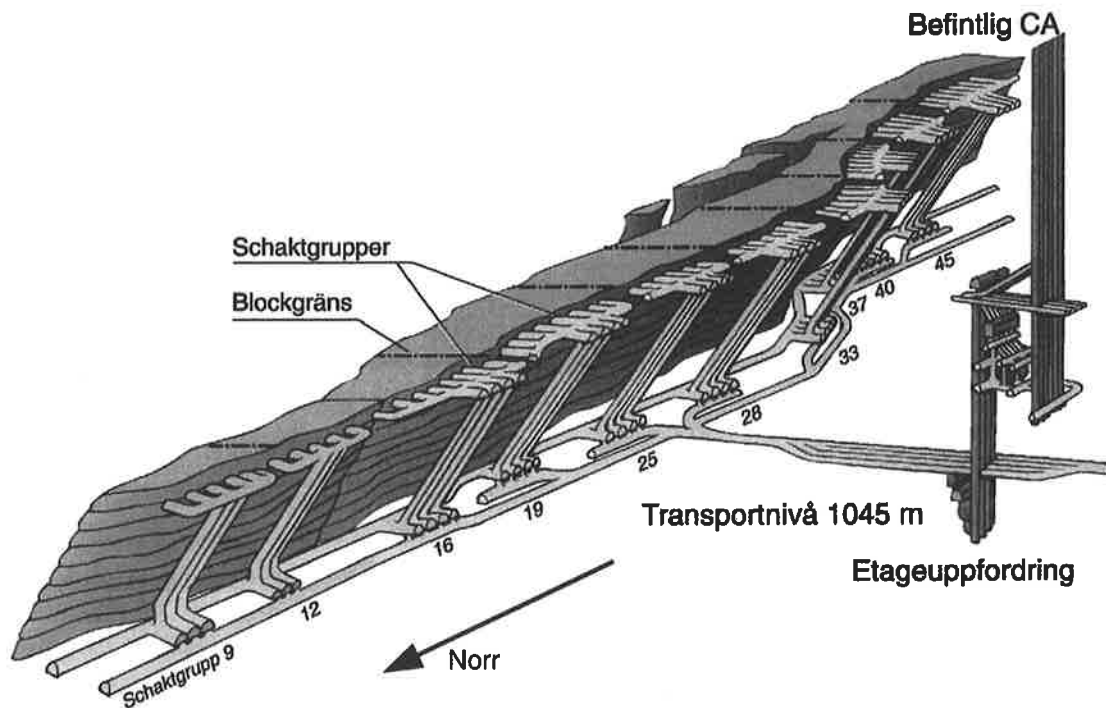
I LKAB:s underjordsgruva transporteras malmen under jord genom bergschakt från lastnivån ned till tappfickor på huvudnivån. Bergutfall har förekommit i schakten, och dessa har ökat i storlek och omfattning med ökat brytningsdjup. I denna artikel presenteras utvalda resultat från ett forskningsprojektet som LKAB drivit. Tyngdpunkten i presentationen ligger på stabilitetsanalyser. Numeriska analyser nyttjades för identifiering av brottmekanismer kopplat med empiriska och ingenjörsmässiga betraktelser. De viktigaste styrande faktorerna bakom utfall och skador i bergschakten kvantifierades, och en orsakmodell upprättades. I denna beskrevs brottmekanismer samt brottutvecklingen i schakten. Detta nyttjades för att upprätta en prognos över framtida schaktstabilitet, samt för att rekommendera stabilitetsförbättrande åtgärder. Projektresultaten visade också på vikten av mer frekvent, systematisk och noggrann uppföljning av schaktstabiliteten, för att bättre kunna avgöra inverkan av styrande faktorer samt brottutveckling.

SUMMARY

In the Kiirunavaara underground mine (owned and operated by LKAB), crude ore is transported underground through ore passes from the production levels to the main haulage level. Failure and stability problems have occurred in some of these ore passes, with increasing frequency as mining depths increase. In this paper, selected results are presented from a research project run by LKAB. The presentation focuses specifically on stability analysis. Numerical models were used to identify failure mechanisms, in conjunction with empirical data and engineering judgment. The most important controlling factors governing failure and damage in ore passes were quantified. A causative model was established in which failure mechanisms and failure development were described. This was used for developing a prognosis of future ore pass stability, and for making recommendations on remedial measures. The project results also underlined the importance of more frequent, systematic and thorough follow-up of stability conditions, to be able to resolve the impact of controlling factors, as well as failure development.

1 INLEDNING

I LKAB:s underjordsgruva Kiirunavaara bryts årligen ca 23 miljoner ton järnmalm med metoden skivrasbrytning. Under jord transporteras detta tonnage genom bergschakt från lastnivån ned till tappfickor på huvudnivån. Schakten är en kritisk del i produktionskedjan och en hög tillgänglighet krävs. För nuvarande huvudnivå (1045 m) finns 8 schaktgrupper tillredda (16 t o m 45). Varje schaktgrupp består av 4 schakt. Två schaktgrupper om 3 schakt är under drivning (schaktgrupp 9 och 12), se Figur 1.



Figur 1 Bergschakt för nuvarande huvudnivå i LKAB:s gruva Kiirunavaara.

Ore passes for the current main haulage level in the LKAB Kiirunavaara mine.

Bergutfall har förekommit i schakten, och dessa har ökat i storlek och omfattning med ökat brytningsdjup. I de fall där utfallen blivit stora har schakten ej längre kunnat användas, vilket i sin tur krävt förstärknings- och reoveringsarbeten (vanligtvis igengjutning av schaktet och omborring). Samtidigt finns schakt genom vilka stora mängder berg transporterats närmast utan observerbara skador på schakten. Det har (hittills) inte varit möjligt att identifiera några enkla samband som styr uppkomst och omfattning av utfall, eller kunna beskriva brottmekanismerna för dessa.

LKAB har drivit ett forskningsprojekt med mål att utveckla förbättrade sätt att använda och kontrollera bergschakten samt förbättrade sätt att förstärka dem, vilket i slutänden

skall leda till minskade kostnader och säkerställd tillgänglighet. Projektet omfattade insamling och sammanställning av data från bergschakten, litteraturstudier av liknande problem i andra gruvor, identifiering av styrande faktorer för utfall och stabilitetsproblem, identifiering av brottmekanismer, samt prognos av framtida bergschaktstabilitet.

I denna artikel presenteras utvalda resultat från projektet, med tyngdpunkt på stabilitetsanalyserna. Metodik och analysresultat presenteras liksom tillämpning i form av en orsakmodell för uppkomst och utveckling av brott i schakten. Denna beskriver vilka de viktigaste styrande faktorerna är, samt brottmekanismer för uppkomna stabilitetsproblem, och bildar underlag för arbetet med stabilitetsprognos och stabilitetsförbättrande åtgärder. Fullständiga projektresultat redovisas i Sjöberg, Lundman & Nordlund (2001).

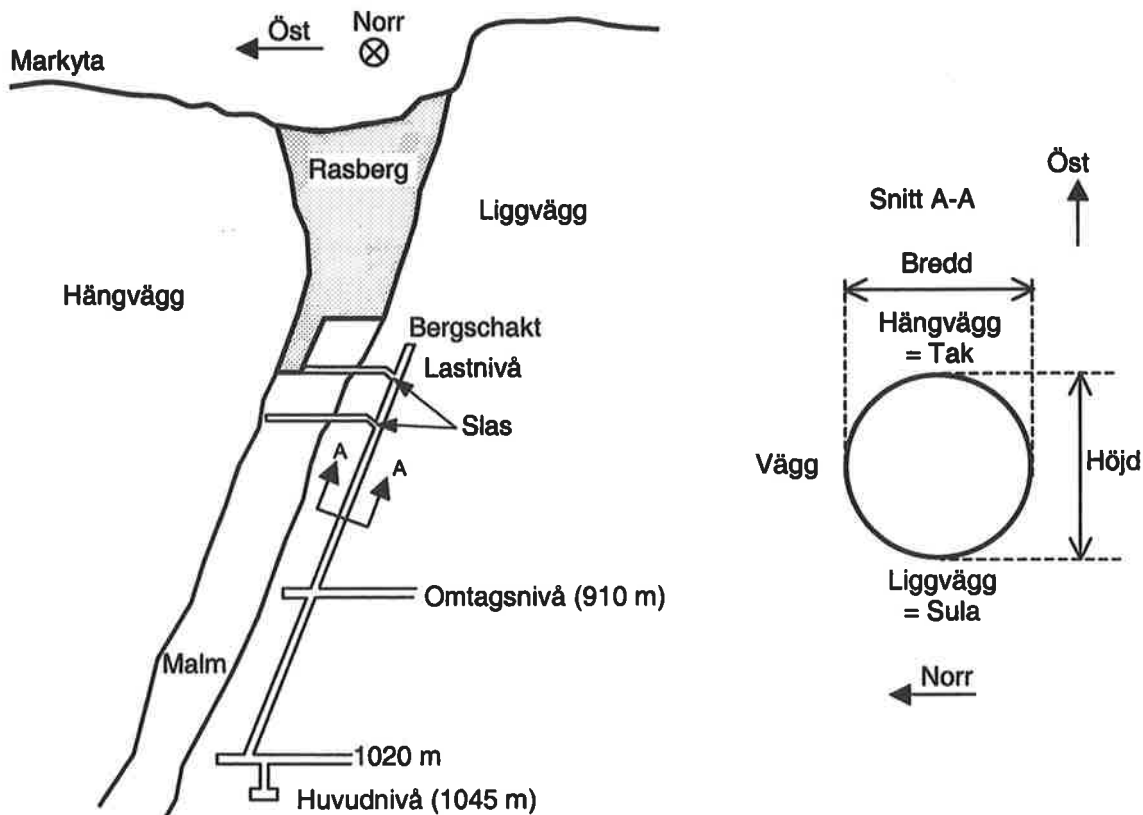
2 BERGSCHAKT I KIIRUNAVAARA

2.1 Schaktdata

Kiirunvaaramalmen bildar en mer än 4000 m lång skiva med en medelmåktighet på 80 m. Malmen stupar ca 60° mot öster och stryker i nästan rakt nord-sydlig riktning. All malmbrytning sker idag med metoden skivrasbrytning. Under projektiden pågick brytning på nivåerna 765 till 820 meter (med markytan på mellan nivå 50 och nivå 150 m).

Samtliga bergschakt till nuvarande huvudnivå (1045 m) har fullborrats med en diameter på 3 meter (7 m² area) och en total längd på ca 260 m. Borring har skett i två etapper (1020-910 samt 910-795) med en omtagningsnivå på 910 m, se Figur 2. Från varje brytningnivå sker anslutning till schakten via skalar. Dessa drivs med borming-sprängning efterhand som brytningen fortskrider. Schaklutningen varierar mellan 60° och 70° för de olika schakten. Här definieras hängväggen i schakten som "tak" och liggväggen som "sula". "Bredd" definieras som avståndet mellan väggarna (nord-syd) och "höjd" är avståndet mellan tak och sula (öst-väst) i planet vinkelrätt schaktets axel, se Figur 2. Avståndet mellan malm och schakt är ca 70 m. Schakten har förstärkts med kabelbultar installerade i kranor med 5 meters avstånd. Bultlängderna är normalt mellan 3 och 6 meter. Ett fåtal av schakten är försedda med skutgaller.

Bergmassan i Kiirunavaara är generellt sett av god kvalitet (*RMR* = 60 i medeltal för liggväggen). Bergförhållandena varierar dock från höghållfast, sprött berg, till omvandlat, vittrat berg och områden med talrika ler- och kloritfyllda strukturer samt krosszoner. Dominerade sprickriktningar är nord-syd (parallellt malmen) och öst-väst. Båda dessa är brantstående. Kärnboring utfördes i varje schaktgrupp innan drivning påbörjades. Endast två av dessa hål är placerade i schaktläget – övriga ligger på mer än 30 meters avstånd från schaktet. Nästan varje schakt har dock karterats direkt efter drivningen (Dahnér, 2000). Tyvärr kunde delar av schakten ej karteras på grund av smällberg, dåliga bergförhållanden eller tidsbrist. Kartering omfattade grov geologisk kartering, samt markering av sprickor och zoner med dåligt berg. Detaljerad kännedom om geologi och geomekaniska förhållanden i och kring respektive schakt saknas.



Figur 2 Typexempel på schaktgeometri från nivå 790 till 1045 m (vy mot söder), samt definition av schaktgeometri (ej skalenlig figur).

Typical ore pass geometry from level 790 to level 1045 meter (looking south) and definition of ore pass geometry (not to scale).

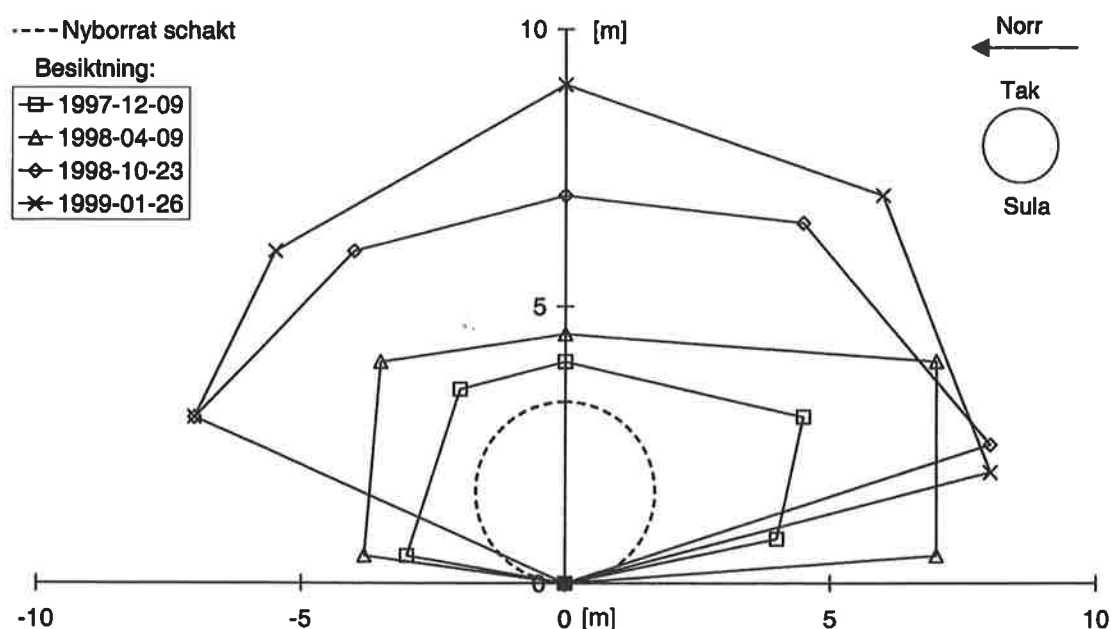
Efter att schakten tagits i produktion har LKAB besiktat dem genom filmning med ca ett års mellanrum (något kortare vid stabilitetsproblem i schakten). Filmning utförs med en videokamera monterad på en vagn som firas ned i schaktet. Inspelning sker kontinuerligt under nedfärden. Videokameran är också försedd med en laser för ungefärlig längdmätning (på bildskärm). Schakten sektioneras för varje 5 meter i höjddled. På grund av förhållandena i schakten (damm, belysning, etc) samt mätmetoden i sig (endast relativ mätning) så är mätfelet relativt stort, uppskattningsvis upp till $\pm 20\%$.

2.2 Brottformer i bergschakt

Baserat på besiktningsresultaten, karteringar och information från LKAB:s personal identifierades sju stycken primära brottformer: (1) breddökning, (2) ränna i sulan, (3) utfall på omtagsnivån, (4) höjddökning, (5) tillväxt i bredd och höjd, (6) utfall vid slas, och (7) blockutfall. Den vanligaste brottformen är ökning av schaktets bredd i nord-sydlig riktning (parallellt malmen). Ett exempel på uppmätt breddökning visas i

Figur 3. Höjddökning (i öst-västlig riktning) är mindre vanligt förekommande. Ett undantag är uppkomsten av en "ränna" i sulan, troligen till följd av nötning och stötar. Rännan varierar i djup från någon dm till över 2 meter. Rena blockutfall helt styrda av strukturer är relativt ovanliga som primär brottform, med förbehåll för utfall vid omtagsnivån, där den ökade fria ytan ger möjligheter till större blockutfall.

I flera fall har också samtidig bredd- som höjddökning observerats i schakten, vilket ibland resulterat i mycket stora utfall med en tvärsnittsarea på mer än 100 m² (från ursprungliga 7 m²). De största utfallen har skett i schakt där antingen bredd- eller höjddökning varit den primära brottformen. Den exakta brottutvecklingen har dock ej kunnat följas p g a det relativt stora tidsintervallet mellan besiktningarna.



Figur 3 Uppmått breddökning från schaktbesiktning vid olika tidpunkter.

Increase in ore pass width as measured from ore pass inspections.

3 ANALYS

3.1 Angreppssätt

Analys har använts tillsammans med schaktdata och observationer för att identifiera och kvantifiera brottmekanismer och styrande faktorer bakom bergutfall i schakt. Analyserna fokuserades på de primära brottmekanismerna i bergschakten – d v s de som ger upphov till de första brottformerna – men även fortsatt brottutveckling studerades m h a modellanalyser. Beräkningar gjordes för typiska schaktgeometrier och för en uppsättning parameterkombinationer motsvarande olika geologi och bergförhållanden för att

täcka in varierande förhållandena i olika schaktgrupper. De analyser som utförts kan delas in i följande grupper:

1. Analys av spänningar kring bergschakt.
2. Analys av brottutvecklingen kring bergschakt.
3. Analys av strukturstyrda brott runt bergschakt.
4. Analys av stötar och nötning i bergschakt.

I denna artikel presenteras endast resultat från spänningsanalyserna samt från analyser av brottutvecklingen (punkterna 1 och 2 ovan).

3.2 Spänningsanalys

Spänningsinducerade brott har analyserats med en global-lokal modellansats. En global modell (över hela gruvan) användes för att beräkna spänningar inducerade av skivrasbrytningen. Enskilda schakt och orter inkluderades ej, se Figur 4. De beräknade spänningarna nyttjades sedan som indata till en lokal analys där schaktgeometrin simulerades.

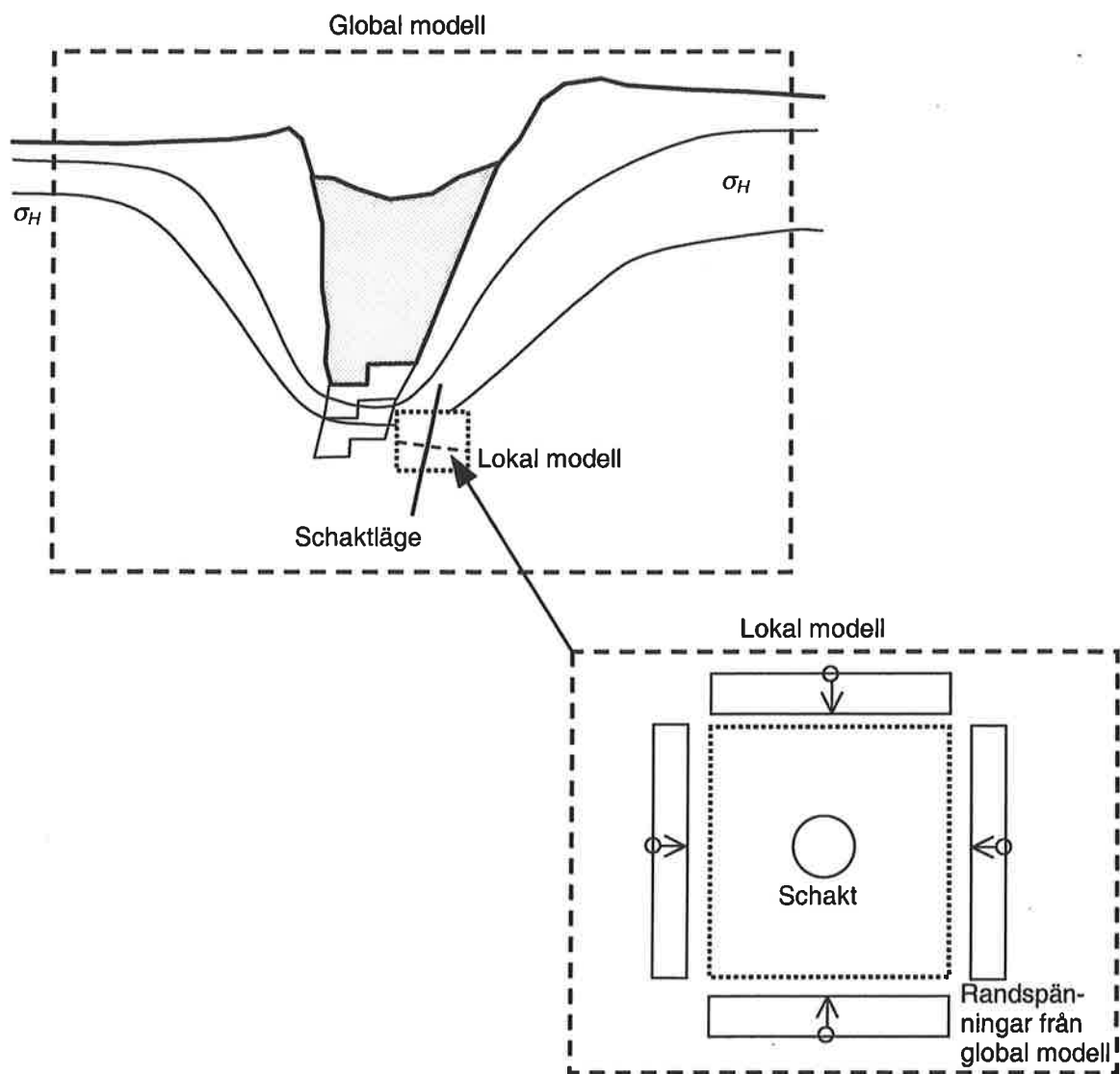
Den globala modellen gjordes för ett tvådimensionellt vertikalt tvärsnitt genom malmen (öst-västlig riktning) med beräkningsprogrammet *FLAC* (Itasca, 2000). Spänningarna kring de utbrutna områdena beräknades för 9 brytningssteg ned mot nuvarande huvudnivå, motsvarande rasbrytningsfronten från nivå 713 t o m nivå 993 meter. Såväl elastiska som plastiska analyser genomfördes, med olika parameteruppsättningar. Beräknade spänningar i *schaktläget* (ca 70 m från malmen) visade dock på små skillnader mellan de olika analyserna. Som indata till de lokala modellerna användes därför enbart de linjär-elastiska beräkningsresultaten.

Även för den lokala modellen har ett tvådimensionellt tvärsnitt studerats. Tvärsnittet är orienterat vinkelrätt schaktets axel (Figur 4), varvid spänningarna kunde beräknas med en linjär-elastisk analytisk modell under antagande om generellt plant deformationstillstånd (godtycklig riktning på spänningarna och förskjutningarna endast funktioner av koordinaterna i analysnittet). Detta antagande gäller längs hela schaktet, med undantag för närmast aktiv brytningsnivå och kring omtagsnivån. Spänningar beräknades för de kritiska punkterna på schaktranden: (i) mitt på schaktväggen, och (ii) mitt i schakttaket. Detta gjordes längs hela schaktet (för en medellutning gällande alla schakt) och för alla analyserade brytningssteg.

De största beräknade spänningarna erhöles genomgående i schaktväggarna, se Figur 5. Detta är som förväntat eftersom den största omfördelningen av spänningar sker tvärs malmen (spänningarna tvingas under rasbrytningsfronten) vilket i sin tur ger tryckspänningskoncentrationer på motstående sidor i ett cirkulärt tvärsnitt. Omfördelningen av spänningar p g a skivrasbrytningen medför också att de största belastningarna uppkommer på relativt stort avstånd från den nivå där brytning sker. Generellt sett erhöles

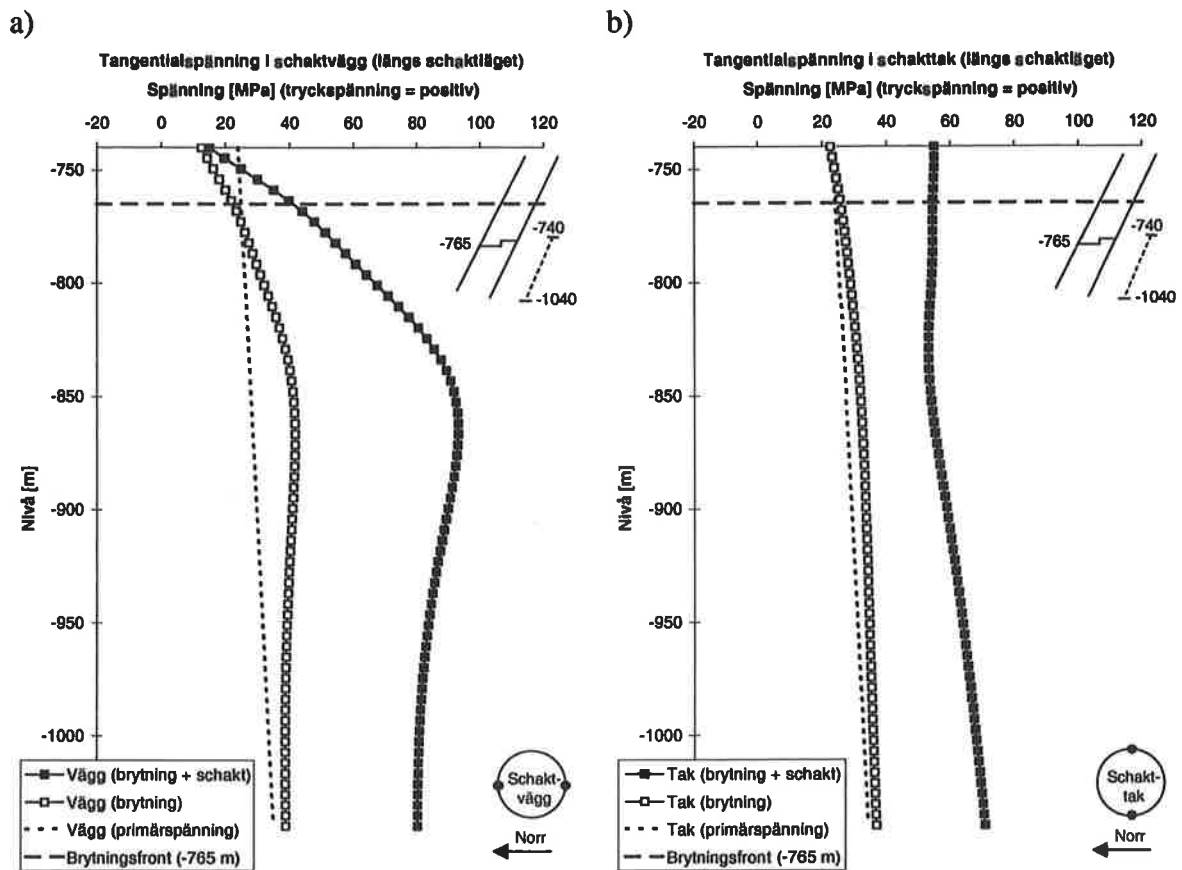
den största belastningen på ca 100 meters vertikalt avstånd från rasbrytningsfronten. Detta överensstämde dock relativt väl med de nivåer där de första instabiliteterna noterats i schakten. I Figur 5 kan man utläsa att de största spänningarna i schaktväggen fås på ca nivå 850 m, då brytningen befinner sig på nivå 765 m.

Beräknade spänningar jämfördes också mot brottvillkor för bergmassan (Hoek-Browns brottvillkor samt Staceys dragtöjningskriterium). Detta visade att spänningsinducerat brott kan förväntas i schaktväggarna även för berg av god kvalitet och hög hållfasthet. När brytningen sedan fortsätter nedåt avlastas de tidigare hårt belastade delarna av schaktet, vilket underlättar utfall av redan skadat berg.



Figur 4 Global-lokal spänningsanalys.

Global-local stress analysis.



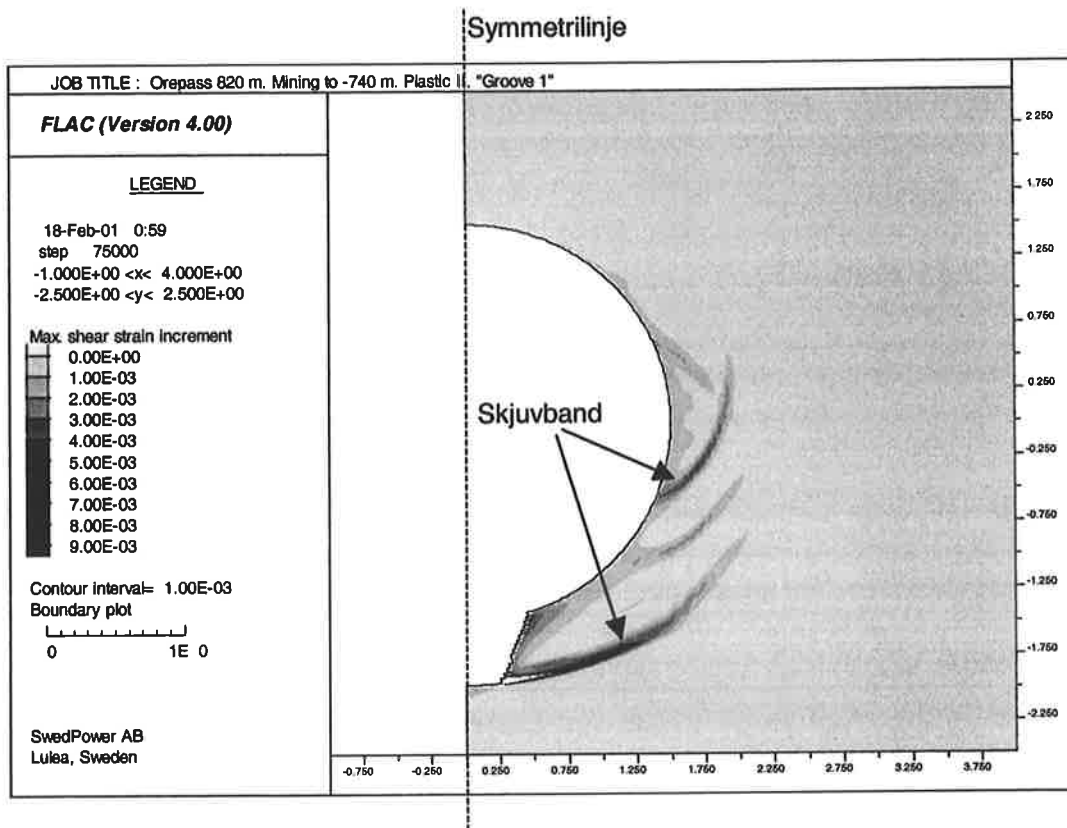
Figur 5 Beräknad tangentalspänning i a) schaktvägg och b) tak-sula, jämfört med primärspänning och inducerad spänning från enbart rasbrytning; brytning till nivå 765 meter.

Calculated tangential stress in a) ore pass wall, and b) ore pass roof-floor, compared with virgin stress and induced stress from sublevel caving only; mining to 765 m level.

3.3 Analys av brottutveckling

För att studera brottutveckling kring ett schakt utfördes numeriska analyser med en lokal modell – också den ett tvärsnitt vinkelrätt schaktets axel, och med randspänningar från den globala modellen. För beräkningarna användes programmet *FLAC*. Enbart plastiska analyser utfördes, med hållfasthetsparametrar (kohesion och friktionsvinkel) som bestämts genom linjär regression på Hoek-Browns brottvillkor och med indata från bergmassklassificering och laborietester. Både låga och höga hållfasthetsvärden (motsvarande olika bergarter) analyserades. Förutom beräkningar för ett inledningsvis intakt schakt, gjordes beräkningar för ett schakt med en ränna i sulan.

Beräkningarna visade att för höghållfast berg uppkommer endast en mycket tunn brottzon runt schaktet. Denna "skadade" del kan ge skivformade utfall, speciellt vid yttre påverkan, t ex tippning av berg i schaktet. För berg med lägre hållfasthet visade analyserna att omfattande skjuvbrott kan förväntas i schaktväggarna. I det fall då en ränna redan uppkommit från nötning och stötar, så blir omfattningen av skjuvbrotten större. Rännan fungerar alltså som en extra brottanvisning i schaktet, se Figur 6. Simulering av fortsatt brottutveckling visade att förloppet är mycket progressivt och att ingen självstabilisering av schaktgeometrin uppnås.



Figur 6 Beräknade skjuvtöjningar runt ett schakt med en ränna (modellen är symmetrisk med avseende på vertikalaxeln).

Calculated shear strains around an ore pass with a groove (model is symmetric with respect to the vertical axis).

4 ORSAKSMODELL

Brottmekanismer och tillhörande styrande faktorer bakom utfall och skador i bergschakten kunde identifieras utifrån observationer och analyser. De dominerande brottformerna och dessas mekanismer och styrande faktorer sammanfattas i Tabell 1. De viktigaste faktorerna är bergförhållanden, spänningstillståndet, samt nötning och stötar.

För befintliga schakt är endast inverkan av nötning och stötar möjlig att påverka. Detta studerades via enkla analyser och ingenjörsmässiga resonemang, men redovisas ej i denna artikel. Det bedömdes också att många tänkbara påverkande faktorer i verkligheten hade mycket liten inverkan på schaktstabiliteten. Detta inkluderade t ex utförd förstärkning (kabelbultning) samt vibrationer från tippning, tömning och sprängning.

Tabell 1 Brottformer, mekanismer och styrande faktorer för utfall i bergschakt.

Failure modes, failure mechanisms and controlling factors for failures and damages in ore passes.

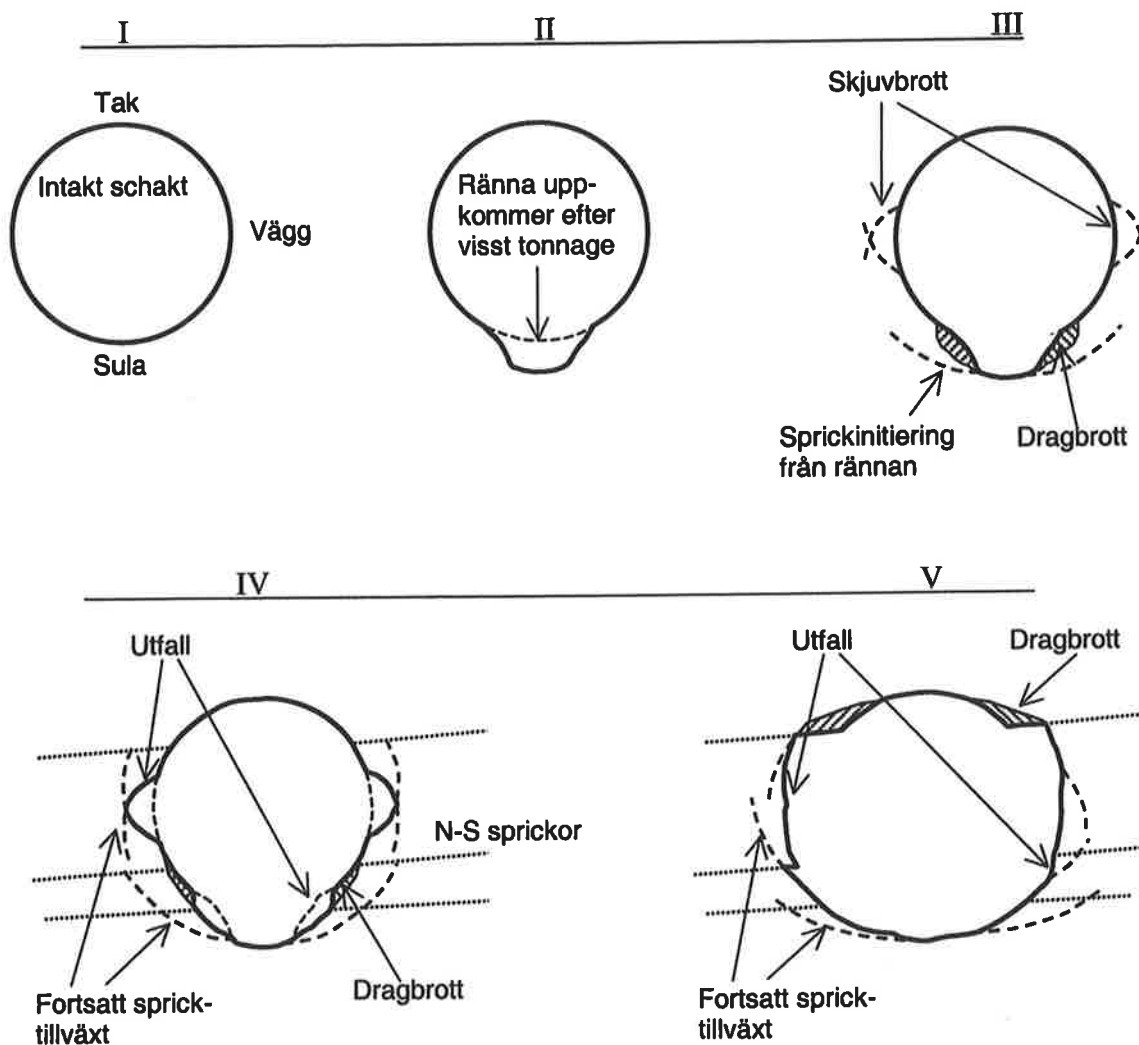
Brottform	Mekanism	Styrande faktorer
Skivformade utfall i väggarna; breddökning	Spjälkbrott	Höga tryckspänningar Bergförhållanden – höghållfast, sprött berg
Ränna i liggväggen; höjdökning	Nötning av tippat berg Stötbelastning bidrar till förlängning av rännan	Nötning Stötar
Breddökning; samtidig bredd- och höjdökning	Ränna och skjuvbrott i väggar	Spänningsförhållanden Stötar och nötning Bergförhållanden – ej hårt och sprött berg
Blockutfall; kilbrott; höjdökning	Utfall mot befintliga sprickor, strukturer och svaga zoner	Bergförhållanden – befintliga strukturer (N-S) Spänningar – medger utfall i tak, ej i vägg
Utfall på omtagsnivån	Utfall mot befintliga sprickor Ökad blottad yta Stötar från tippat berg	Bergförhållanden – ogynnsamma sprickriktningar Drivning av schakt och slas – omtagsnivån ger fri yta för utfall Stötar – slår loss skadade/lösa partier eller block

Brottutvecklingen från de första instabiliteterna till omfattande utfall är ofta komplicerad och styrd av flera faktorer. Ibland samverkar även flera mekanismer vilket ger upphov till flera simultana brottformer. Ett exempel är uppkomsten av ränna vilken utgör en brottanvisning för skjuvbrott i schaktväggarna och dragbrott runt rännan, vilket leder till breddökning. Om naturliga sprickplan finns så fungerar dessa som avskärningsytor och medför att schaktet lättare växer i storlek. Förloppet är mycket progressivt och schaktet ändrar form successivt och kan växa till mycket stor tvärsnittsarea, se Figur 7.

Brottutvecklingen i Figur 7 kan uppkomma i såväl hårt (men ej sprött) som svagt berg. Omfattningen av brott styrs av både spänningstillståndet och mängden lastat berg i schaktet. I Figur 8 har brottformerna grupperats efter de styrande faktorerna:

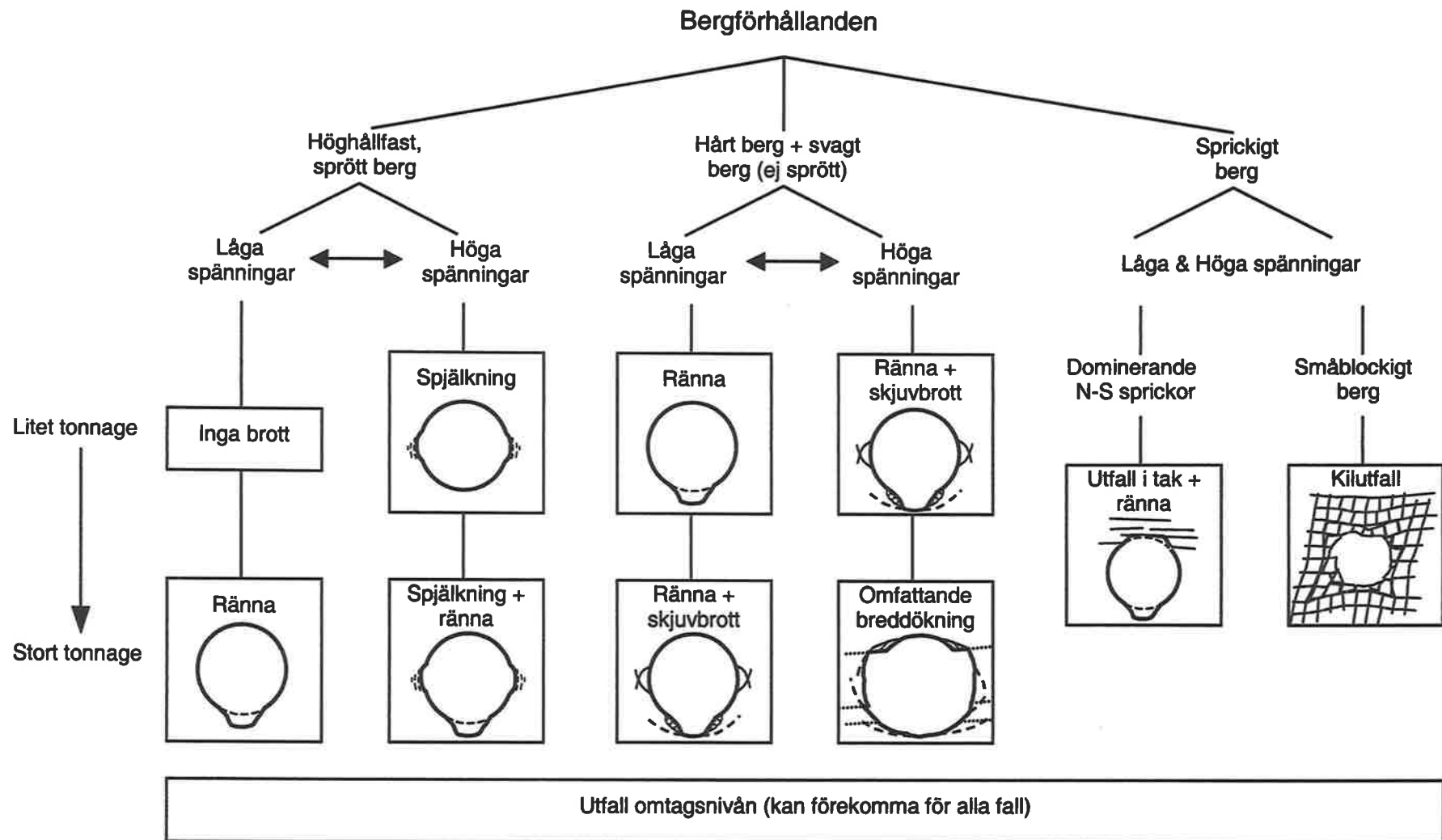
(1) bergförhållanden, (2) spänningar, och (3) nötning och stötar (i detta fall uttryckt i tonnage genom schaktet). Avsaknaden av frekventa och kontinuerliga uppföljningsdata medförde att endast en kvalitativ bedömning gjorts för inverkan från respektive faktor.

Orsaksmodellen låg sedan till grund för en prognos av framtida schaktstabilitet i gruvan, samt ett åtgärdsförslag för förbättring av stabiliteten. Prognosen visade att fortsatta utfall kan förväntas i ett antal schakt. Tillförlitligheten i prognosen varierar beroende på tillgängliga indata. En förbättring av tillförlitligheten kan göras genom förbättrad uppföljning.



Figur 7 Uppkomst av ränna och efterföljande skjuv- och dragbrott runt rännan och i schaktväggarna.

Initiation of groove and accompanying shear- and tensile failure in ore pass walls.



Figur 8 Brottformer grupperade efter styrande faktorer

Failure modes grouped by controlling factors.

5 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Följande slutsatser kan dras:

- Genom sammanställning av data och observationer från schakten kunde de vanligaste brottformerna i bergschakten identifieras.
- Spänningsanalyserna med en global-lokal beräkningsmodell fungerade bra. Ansatsen är beräkningseffektiv och medger att spänningsnivån kan kvantifieras för valfritt brytningssteg och varsomhelst längs schaktet, med undantag för området nära slasen och den aktiva brytningsnivån. För det senare krävs en fullständig tredimensionell, plastisk modell.
- De viktigaste styrande faktorerna bakom utfall och skador i bergschakten är (1) bergförhållanden, (2) spänningar, och (3) nötning och stötar från tippat berg i schakten. Sambandet mellan observerade brott och styrande faktorer kan dock ej kvantifieras på grund av brist på mätdata.
- Fem brottmekanismer har identifierats, vilka beskriver majoriteten av observerade brottformer. Brottutvecklingen är ofta komplicerad och starkt progressiv. Uppkomsten av ränna är en viktig faktor, eftersom den förändrade geometrin underlättar uppkomsten av nya brott, vilket kan ge mycket stora utfall.

Baserat på projektresultaten formulerades också följande rekommendationer:

- Förbättrad uppföljning av schaktstabiliteten bör göras. Detta kan ske genom mer frekvent schaktbesiktning, förbättrad mätmetod samt systematisk insamling och sammanställning av mätdata och observationer.
- För att förbättra stabiliteten i redan borrhade schakt rekommenderas (1) förstärkning av omtagsnivån, (2) installation av skutgaller, samt (3) bibehållande av hög schaktbalans (schaktet hela tiden fyllt med malm). Ovanstående förslag är bedömt kostnadseffektiva och enkla att implementera, och bör medföra längre livslängd (innan totalreovering) av schakten. Förbättrade metoder att förstärka schakten har studerats separat och avrapporteras ej här.
- Fortsatt arbete bör fokusera på att (1) förbättra kännedomen om de geologiska och geomekaniska förhållanden runt schakten, (2) kvantifiera inverkan av nötning och stötar, samt (3) studera alternativa metoder för schaktstabilisering, t ex spänningsavlastning.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenterats i denna artikel utgör en del av projektet "Bergschakt KUJ 1045". Projektet har bedrivits och finansierats i sin helhet av LKAB med inhyrda konsulter för olika deletapper. Daniel Hrafnelsson har fungerat som projektchef och projektledare har varit Carlos Quinteiro. I projektgruppen ingick också Börje Johansson, Lars Malmgren, Bert-Ola Sundkvist och Thomas Savilahti (alla LKAB). Ett stort tack riktas till alla projektdeltagare för givande och intressant samarbete. Ett speciellt tack till Christina Dahnér, LKAB, som tog fram en stor del av grunddata för detta projekt.

REFERENSER

Dahnér, C. 2000. Bergschakt KUJ 1045: Statusrapport. 2000-09-08, LKAB, FG.

Itasca. 2000. *FLAC Version 4.0. Manual*. Minneapolis: ICG.

Sjöberg, J., P. Lundman & E. Nordlund. 2001. Analys och prognos av utfall i bergschakt, KUJ 1045. Slutrapport 2001-04-25, LKAB Utredning 01-762 (konfidentiell), 224 s.

HELHETSSYN FÖR ETT SERIÖST MILJÖARBETE

A holistic view is needed when taking environmental responsibility

Marie Berglund, Botniabanan AB

Sammanfattning

Miljöfrågorna är mycket viktiga i samband med byggande av infrastruktur. De måste ingå som en självklar del i det strategiska och operativa arbetet.

Byggande av järnväg regleras av ett flertal lagar där miljöbalken är en av de viktigaste. Prövning av verksamheten enligt miljöbalken är tidskrävande och berör flera parter i samhället. Att i ett tidigt skede identifiera verksamhet som ska miljöprövas och inkludera prövningen i projektets tids- och resursplaner är således av vital betydelse för uppdragets genomförande.

För att kunna göra relevanta prioriteringar i miljöarbetet krävs effektiva metoder och verktyg samt en kompetent organisation. Miljöledningssystem - med rutiner för identifiering av lagkrav, miljöaspekter, upprättande av miljömål och handlingsplaner för att nå målen – är till stor hjälp för ett systematiskt arbete. Det är också nödvändigt att aktivt utveckla och integrera teoretiska kunskaper och praktiska erfarenheter i uppdraget. Stora projekt måste satsa resurser på kunskapsuppbyggnad.

Helhetssyn är ett honnörsord inom Botniabanan AB. Det innebär kortfattat att miljöfrågorna ska ingå som en självklar del i uppdraget och att miljöåtgärder ska vidtas när de verkligen behövs.

Summary

Environmental issues are very important when building infrastructures. They have to be included as an obvious part in the strategically and operative work.

Building of railways is regulated in many laws where the Environmental Code is one of the most important. Consideration of the activities according to the Environmental Code is time consuming and affects many parties in the society.

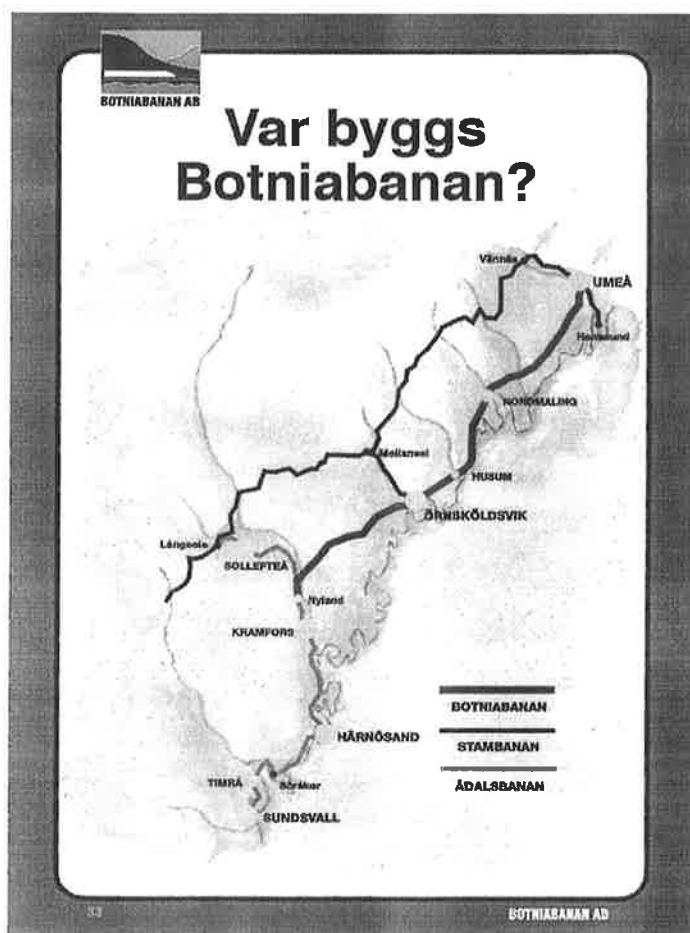
Therefore it is of great importance to identify those activities in an early stage of the process and include the consideration procedure in time- and resource plans.

Efficient methods and tools and a competent organisation are needed in order to make relevant priorities in the environmental work. Environmental Management Systems – including routines for identification of relevant laws, environmental aspects, establishment of environmental goals and plans to reach goals – are of great help in a systematic work. It is also necessary to actively develop and integrate theoretical knowledge and practical experiences in the mission.

A holistic view is a word of honour in Botniabanan AB. Briefly it means that environmental issues shall be included as an obvious part in the mission and that environmental measures shall be taken when they really are needed.

Botniabanan

Botniabanan byggs som en ny 190 km lång enkelspårig järnväg mellan Nyland, i närheten av Kramfors, och Umeå.



Figur 1. Botniabanans sträckning.
Figure 1. The location of The Bothnia Line

Beslut om att bygga Botniabanan fattades i riksdagen 1997. Staten, Kramfors, Örnsköldsviks, Nordmalings och Umeå kommuner, Västernorrlands läns och Västerbottens läns landsting har träffat ett avtal om byggandet av järnvägen. Av detta framgår att Projekt Botniabanan omfattar ledning, planering, styrning och samordning av utredning, projektering och produktion av järnvägen och tillhörande resecentra. Banverket ansvarar för planeringsfaserna, ett statligt och kommunalt ägt bolag, Botniabanan AB, finansierar och bygger järnvägen och berörda kommuner ansvarar för byggande av resecentra. Efter det att Botniabanan AB utfört provdrift sker överlämning till spårinnehavaren Banverket.

Syftet med Botniabanan är att skapa en järnväg av nationell betydelse genom Norrland av hög standard. I ett internationellt perspektiv blir Botniabanan en integrerad del av det europeiska järnvägsnätet som binder samman de nordliga delarna av Norge, Sverige, Finland och Ryssland med övriga Europa. I ett regionalt perspektiv kan Botniabanan på ett avgörande sätt skapa bättre förutsättningar för näringslivet i Norrland och dessutom bidra till en regional samverkan och balans. Miljömässigt blir vinsterna betydande genom den avlastning av vägtrafiken som blir möjlig i fråga om såväl person- som godstransporter.

Järnvägen byggs enkelspårig till en standard som normalt gäller för en nybyggd stomjärnväg för fjärrtrafik. Den dimensioneras för 25 tons axellast och har en maximal lutning av 10 promille. Banunderbyggnad och konstbyggnader dimensioneras för 30 tons axellast. Järnvägen dimensioneras och byggs för snabbtåg kategori S i en hastighet av 250 km/tim. Vid driftsättningen är Järnvägen anpassad till 200 km/ tim som max hastighet.

Den ångermanländska bergkullterrängen i söder medför stor variation i topografi och Botniabanan kommer därför att gå genom höga berg och över vida eller djupa dalgångar. Detta innebär att bygget inkluderar ca 25 km tunnel och ca 11,5 km bro.

Järnvägen skall, enligt tidsplan antagen av Botniabanan AB: s styrelse i juli 2001, vara klar senast i oktober 2008. I slutkostnadsprognosen, antagen vid samma tillfälle, framgår att Botniabanan, exklusive resecentra, skall byggas inom en kostnadsram om 10.900 miljoner kronor i kostnadsnivå januari år 2001 och med en sannolikhetsgrad om 75 % .

Principer för miljöarbetet i projektet

Projekt Botniabanan är ett utpräglat miljöprojekt. En stor del av järnvägen byggs i mer eller mindre jungfrulig mark, ett betydande antal av de vattendrag som måste passeras är

riksintressen och dessutom är Botniabanan det första stora infrastrukturprojekt som prövas enligt den nya miljöbalken. Vi försöker att inkludera miljöfrågorna i den övriga verksamheten på ett naturligt sätt. Miljöhänsynen ska, precis som medvetenheten om tider, kostnader och funktion, vara en självklar del i varje medarbetares dagliga arbete. Miljöhänsyn måste också värderas gentemot t ex teknisk funktion och säkerhet. I vissa fall måste kanske en reversibel, eller ibland irreversibel, miljöskada accepteras för att samhällsnyttan i stort ska uppnås.

För att kunna bedriva ett seriöst miljöarbete krävs flera ingredienser som, i sig, måste fungera som katalysatorer för det aktiva operativa miljöarbetet. Dessa kan sammanfattas enligt nedanstående:

- Miljöpolicy
- Miljömål
- Strategier, handlingsplaner och rutiner.

Vår miljöpolicy poängterar några nyckelord:

- Helhetssyn- för att på ett optimalt sätt kunna väga samman teknik, ekologi och ekonomi
- Uppmärksamhet- för att kunna förebygga och lindra skador på fysisk och kulturell miljö
- Kunskap- för att lära mer och nå ständiga förbättringar i arbetet
- Ansvar- för att få till stånd miljöhänsyn inom hela organisationen och i hela processen

Det övergripande miljömålet handlar om att bygga en så miljöanpassad järnväg som möjligt med hänsyn tagen till ändamål, funktion och ekonomi. Detta mål är inte speciellt mätbart men det poängterar att miljöhänsynen ska vägas mot ändamål, funktionskrav och kostnader. Miljöarbetet måste utgöra en integrerad del i hela verksamheten. Inom projektet har vi också upprättat ett flertal detaljerade och mätbara miljömål där ansvaret för att nå målen ligger såväl på miljöavdelningen som inom projektering och produktion.

Vår strategi handlar om att aktivt utveckla och integrera teoretiska kunskaper och praktiska erfarenheter i uppdraget med syfte att göra ändamålsenliga prioriteringar i miljöarbetet. Som verksamhetsutövare har vi också en skyldighet att bevisa att de prioriteringar vi gjort är relevanta. Att ligga ”steget före” i identifiering av potentiella miljöeffekter är av stor strategisk betydelse. Ju tidigare i processen något identifieras desto större är möjligheterna att vidta kostnadseffektiva åtgärder som inte resulterar i tidsförskjutningar. Vår uppfattning är att de bästa lösningarna på olika problem nås i samråd med entreprenörerna.

För att nå uppsatta mål inriktas miljöarbetet mot fyra huvudområden:

- Formella frågor –vi ska planera, projektera och bygga Järnvägen enligt tillämpliga miljöförfattningar.
- Miljöledning –vi ska miljösäkra Järnvägen genom att arbeta i enlighet med den internationella miljöledningsstandarden ISO 14001.
- Kunskapsprojekt – vi ska löpande vidareutveckla vår kunskap och erfarenhet för att nå ständiga förbättringar i miljöarbetet.
- Miljökommunikation –vi ska samla och sprida information på ett öppet och sakligt sätt såväl externt som internt.

Handlingsplanen, som summerats ovan, har brutits ned i rutiner och instruktioner och de återfinns i vårt verksamhetssystem. Verksamhetssystemet är certifierat enligt ISO 14001, ISO 9001 och AFS 2001. Verksamhetssystemet utgör det verktyg vi behöver för identifiering, styrning och uppföljning av de aspekter som kan påverka omgivningen.

Formella frågor

Den nya miljöbalken trädde i kraft den 1 januari 1999. Den innebär ett flertal nyheter med bäring på anläggningsprojekt av Botniabanans omfattning. Dessa kan summeras enligt nedan;

- Tillåtlighetsprövning – Större projekt ska, enligt 17 kap i miljöbalken, tillåtlighetsprövas av regeringen.
- Allmänna hänsynsregler – Reglerna handlar bl a om att verksamhetsutövaren alltid ska visa att försiktighet iakttagits och att kunskap om verksamhetens miljökonsekvenser finns. Reglerna innebär också att verksamhetsutövaren alltid har bevisbördan.
- MKB-processen – Processen för miljökonsekvensbedömning har blivit mer omfattande. Sakägare och myndigheter får större möjlighet att i tidiga, och eventuellt utökade, samråd påtala vad som ska beskrivas/utredas i efterföljande miljökonsekvensbeskrivning.
- Miljökvalitetsnormer – Miljökvalitetsnormer för kväveoxider och fisk/musslor i rinnande vatten kan begränsa intensiteten i byggverksamheten.
- Avfallsdefinitionen – byggavfall, inkl. berg- och jordmassor, definieras som avfall vilket innebär att all hantering av sådana massor är att betrakta som miljöfarlig verksamhet.

Efter det att regeringen granskat alla järnvägsutredningar ges/ges ej tillåtlighet för föreslagen korridorsträckning. En korridor är normalt 300-500 m bred. Ett beslut om tillåtlighet förenas ofta med villkor. Villkoren ska beaktas i efterföljande järnvägsplaner. I järnvägsplanen ingår en omfattande miljökonsekvensbeskrivning som alltid ska godkännas till sitt innehåll av länsstyrelsen. Järnvägsplanen beskriver anläggningen i

plan och profil, vilket innebär att man i detta skede vet var i korridoren järnvägen ska dras. Järnvägsplanen vinner så småningom - efter utställelse, bearbetning och ev överklaganden – laga kraft. En laga kraft vunnen järnvägsplan ger Banverket rådighet över mark. Efter det att järnvägsplanen vunnit laga kraft påbörjas all marklösen och så småningom kan byggandet ta vid. Byggandet kräver dock att tillstånd finns för all vattenverksamhet och miljöfarlig verksamhet som ska bedrivas. Denna tillståndsprocess är mycket omfattande.

Botniabanan beskrivs i sex järnvägsutredningar som, enligt kap 17 i miljöbalken, ska tillåtlighetsprövas av regeringen. En av järnvägsutredningarna har inte prövats på detta sätt eftersom miljöbalken ej hade trätt i kraft när denna fastställdes av Banverket. Inom detta område byggs banan för fullt. Tre järnvägsutredningar i södra delen av sträckningen har tillåtlighetsprövats av regeringen och tillåtlighet gavs i juni 2001. För dessa sträckningar har järnvägsplaner ställts ut. Vi räknar med byggstart i början av 2003. Beslut om tillåtlighet för de två nordliga järnvägsutredningarna har i skrivande stund ej lämnats av regeringen. De skickades in till regeringen oktober 1999. En viktig frågeställning handlar om hur sträckningen genom Umeälvens delta kan påverka deltats värde som rast-och häckningslokal för fåglar.

De sex järnvägsutredningarna har brutits ned i femton järnvägsplaner. Av dessa har fyra vunnit laga kraft. Som tidigare nämnts ska järnvägsplanerna innehålla en miljökonsekvensbeskrivning (=MKB). Detaljeringsgraden på innehållet i denna MKB har diskuterats mycket inom projektet och gentemot länsstyrelserna. Hur mycket kan Banverket lova innan detaljprojekteringen färdigställts? Inom projektet anser vi att riktlinjer och, i viss mån, standarder kan beskrivas i detta skede men att beskrivningen av det specifika utförandet måste avvakta.

Generellt kan sägas att det stora formella miljöarbetet startas i samband med att tillåtlighet givits. I detta skede identifieras kommande sakprövningar enligt miljöbalken; dispenser som måste sökas och specifika vattenverksamheter och miljöfarliga verksamheter som måste tillståndssökas/anmälas. Hit hör dispenser för passager av t ex vattentäkter och fågelskyddsområden, tillstånd för avledning av grundvatten från byggande av tunnlar, tillstånd för byggande av bropelare och trummor i vattenområden, tillstånd/anmälan för uppläggning, permanent eller tillfälligt, av jord- och bergmassor och anmälan av krossverk. I projektet handlar det om ca 750 ärenden.

Inom Projekt Botniabanan försöker vi att handlägga varje ärende i rätt skede. Med detta menas att prövning enligt miljöbalken inte kan ske förrän kunskapsnivån är tillräckligt hög.



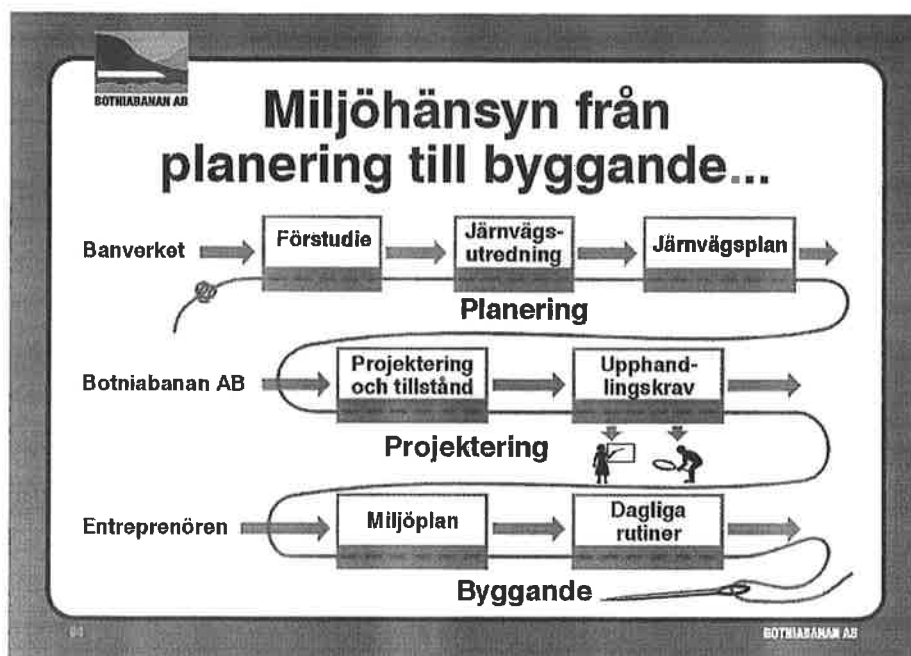
Figur 2. Sållningsprincipen.
 Figure 2. The Sifting Principle.

Övergripande frågor av allmänt intresse, t ex var passage av riksintressen ska ske, kan sållas ut och handläggas tidigt i processen. Var ett renat tunnelvatten ska släppas ut kan dock inte beskrivas förrän detaljprojektering avslutats och entreprenör upphandlats. Detta beroende på att entreprenören själv får avgöra hur tunneln ska drivas. Tilläggs bör att entreprenörerna ofta har goda idéer på hur problem ska lösas.

Den formella hanteringen av miljöfrågorna tar tid och berör flera parter; tillsynsmyndigheter och domstolar, sakägare och allmänhet och naturligtvis den egna organisationen hos verksamhetsutövaren. Det är därför viktigt att identifiera alla sakprövningar så tidigt som möjligt i syfte att få en smidig hantering av dessa och beslut innan byggstart. Våra tillsynsmyndigheter, två länsstyrelser och fem kommuner, har bildat en speciell tillsynsgrupp för samordning av ärenden som berör Botniabanan. Detta innebär bl a att vi som verksamhetsutövare har specifika personer att vända oss till på varje myndighet. Tillsynsgruppen informeras löpande om våra tidsplaner.

Miljöledning

Miljöhänsynen löper som en röd tråd genom Botniabanans alla skeden, från planering, projektering och upphandlingskrav till entreprenörernas byggande enligt miljöplaner och dagliga rutiner.



Figur 3. Miljöhänsyn från planering till byggande.

Figure 3. Consideration for the environment, from planning to construction.

Miljöstyrningen i projektet går ut på att få den röda tråden att hålla genom hela processen. Löften och villkor som lämnats i tidiga skeden måste överföras till kommande skeden och för att åstadkomma detta har vi infört ett miljöledningssystem enligt ISO 14001. I systemet finns alla rutiner beskrivna och till systemet har vi också knutit en miljöhandbok med t ex checklistor och PM.

Ett viktigt styrande dokument är vårt miljöprogram för byggskedet. Dokumentet finns som mall och anpassas till varje specifik entreprenad. I detta framgår vilka krav vi ställer på entreprenören avseende t ex skyddsåtgärder och hantering av avfall och kemikalier. Programmet ingår i förfrågningsunderlaget och utifrån detta utformar entreprenören en miljöplan. Innan byggstart ska miljöplanen godkännas av oss som beställare. Alla entreprenörer ska delta i vår miljöutbildning som bl a beskriver våra krav och varför vi ställt kraven. Entreprenörernas miljöarbete följs upp löpande och dessutom genomförs minst en revision på varje entreprenad. Vid revisionen kontrolleras arbetet gentemot upprättade miljö-, arbetsmiljö- och kvalitetsplaner.

Kunskapsprojekt

Byggandet av Botniabanan kommer att pågå under många år och det är av stor betydelse att vi försöker göra riktiga prioriteringar i miljöarbetet. För att lära oss mer om

verksamheten och dess miljökonsekvenser krävs att vi på ett systematiskt sätt fogar samman teori och praktik.

Potentiella miljöproblem måste gås igenom och åtgärder vidtas om så bedöms rimligt. Inom projektet har vi t ex arbetat med följande:

- Metoder för avskiljning av partikulärt material
- Effekter av grumling och sedimentation i rinnande vatten
- Behandling av sulfidhaltiga jordar med buffrande kalkprodukter
- Tunnelvattens innehåll av ammoniak och åtgärder för att undvika toxiska halter i recipienten
- Modell för simulering av kvävehalter i ett vattendrag påverkat av t ex tunnelvatten
- Viltstyrning

Med utgångspunkt från dessa studier försöker vi utforma riktlinjer och tumregler. Skyddsåtgärder som vidtas utvärderas genom kontrollprogram och resultaten analyseras på ett vetenskapligt sätt. Kunskap om ett vattendrags naturliga variationer av t ex suspenderat material och oorganiska joner har visat sig vara mycket värdefull när man ska utvärdera verksamhetens bidrag till eventuella miljöeffekter.

Miljökommunikation

Intresset för Projekt Botniabanan är stort hos allmänheten. Vi försöker att informera på ett öppet och sakligt sätt om verksamheten i olika sammanhang. Vissa grupper tycker bäst om att besöka oss vid olika Öppet Hus arrangemang där alla tänkbara frågeställningar kan diskuteras över kartor och en kopp kaffe. Andra grupper vill hellre besöka specifika seminarier där experter berättar om t ex fisk och grumling eller om fåglar och barriärer.

För att fånga upp frågeställningar per telefon har vi en loggbok i vårt Intranet där vi noterar frågor från allmänheten. Med jämna mellanrum gås loggboken igenom och åtgärder vidtas om så bedöms lämpligt.

Miljöorganisation

Ett projekt av Botniabanans storlek kräver specifik miljökompetens. Banverket har anlitat konsulter för att göra de omfattande miljökonsekvensbeskrivningar som krävs i järnvägsutredningar och järnvägsplaner. En MKB-coach har ansvarat för att få de olika beskrivningarna enhetliga till uppbyggnad och innehåll.

Inom Botniabanan AB har vi en miljöavdelning med sex personer. Miljöavdelningen är en stödfunktion till linjeorganisationen. Miljöchefen leder och samordnar verksamheten och har till sin hjälp en hydrogeolog och fyra miljöhandläggare. Samtliga medarbetare har teknisk eller naturvetenskaplig högskoleutbildning och olika typer av arbetslivserfarenhet. Sammantaget finns en mycket bred kompetens inom avdelningen.

De fyra miljöhandläggarna är knutna till ett av de fyra projektkontoren. För projektkontorets räkning sköter de bl a handläggning av alla miljöärenden och granskning av miljöprogram och miljöplaner. Miljöhandläggaren är rådgivare till personal i linjeorganisationen. Det juridiska ansvaret för miljöstyrning åvilar således linjen. Dessutom arbetar miljöhandläggaren med specifika kunskapsprojekt.

Miljöavdelningen har också hjälp av jurister och konsulter i samband med sakärenden som behandlas av miljödomstolen.

SPÅRÄMNESTEKNIK FINNER LÄCKAGET

Tracer techniques reveal the leak

Erik Gustafsson, GEOSIGMA AB
Magnus Holmqvist, GEOSIGMA AB

SAMMANFATTNING

Spårämnestekniken har tillämpningar som ger stora mervärden vid utredningar av grundvattenproblematik i samband med undermarksbyggnationer. I denna artikel presenteras spårämnesteknikens grunder och tre exempel där spårämnesteknik framgångsrikt använts för att spåra läckage vid undermarksbyggnationer. Spårämnesundersökningar är flexibla och rätt planerade och genomförda kan de på ett optimalt sätt besvara de aktuella frågeställningarna. Spårämnesförsök kan ge så väl kvalitativa ja och nej svar som kvantitativ bestämning av flöden, volymer, spridning, samt flödes- och transportparametrar.

SUMMARY

Applied tracing techniques have many advantages in pre-investigation studies and solving groundwater problems in connection to underground constructions. This paper present a brief introduction to the tracer test techniques and three examples where tracing techniques has been successfully applied in solving problems at underground constructions. Tracing investigations are flexible and if planned and performed in the right way they will give the requested answers in an optimal way. Tracing investigations can give both yes and no answers as well as quantitative determinations of flows, volumes, dispersion, and flow- and transport parameters.

INTRODUKTION

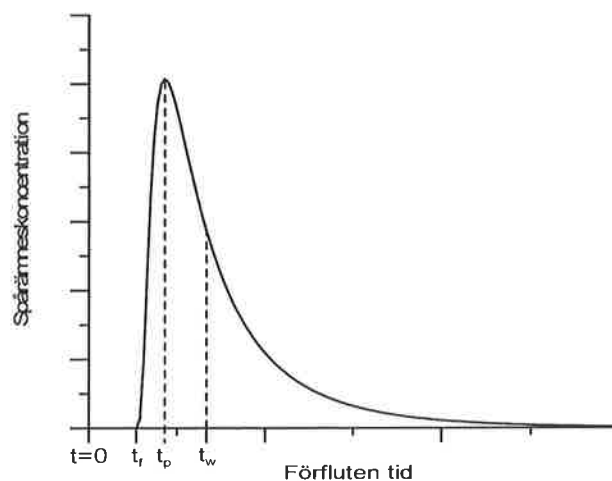
Spårämnesteknik är ett flexibelt och användbart hjälpmedel vid kartläggning av grundvattenflöden. Spårämnestekniken har tillämpningar som ger stora mervärden vid utredningar av grundvattenproblematik i samband med undermarksbyggnationer. I denna artikel presenteras spårämnesteknikens grunder och tre exempel där spårämnesteknik framgångsrikt använts för att spåra läckage vid undermarksbyggnationer.

SPÅRÄMNESTEKNIK

Vid alla typer av byggnationer så väl på som under marken har sedan årtusenden kartläggning av grundvattennivåer och grundvattenflöden spelat en central roll. Spårämnestekniken är en väl beprövad metod vid kartläggning av grundvattenflöden.

De första spårämnesförsöken utfördes av rommarna redan för ca 1900 år sedan. Dessa första spårämnesförsök var kvalitativa och påvisade endast ett flöde mellan två punkter. Utvecklingen inom spårämnestekniken gick under århundradena framåt så att det första framgångsrika kvantitativa spårämnesförsöket kunde utföras i Tyskland 1877. Genom detta spårämnesförsök kunde sambandet mellan ett infiltrationsområde och en grundvattenkälla påvisas och kvantifieras och en långdragen vattendispyt fick sitt slut. Sedan dess har spårämnestekniken utvecklats till ett flexibelt och användbart hjälpmedel för kartläggning av vattenflöden.

Spårämnestekniken bygger på att ett främmande ämne tillsätts i en eller flera punkter i ett vattenflöde och att provtagning utförs i en eller flera punkter i den generella flödesriktningen. Proverna analyseras därefter med avseende på halt av det tillsatta ämnet. Ett konservativt grundvattenspårämne följer med vattnets rörelser och reagerar inte med sin omgivning. Det finns inte ett spårämne som är idealt för alla miljöer. Det är därför mycket viktigt att välja ett spårämne som har de egenskaper som krävs av den geologiska miljö där de avses att användas. De faktorer som är viktiga att ta hänsyn till vid valet av spårämne är framför allt markens och vattnets egenskaper.



Figur 1. Ideal genombrottskurva från ett spårämnesförsök. $t=0$: start för spårämnestillsats; t_f : tid för första ankomst av spårämne; t_p : tid för koncentrationsmax; t_w : vattnets medeltransporttid. *Ideal tracer breakthrough curve; t_f tracer first arrival, t_p time at peak concentration, t_w water mean travel time.*

Korrekt utförda spårämnesförsök ger kvantitativ information om flödet. Den koncentrationskurva som erhålls i målpunkten när koncentrationsvärden plottas mot förfluten tid benämns genombrottskurva. Figur 1 utgör en ideal genombrottskurva. Genombrottskurvan innehåller mycket information om grundvattenflödets egenskaper. Tiden $t=0$ representerar spårämnesförsökets begynnelse d.v.s. den tidpunkt när spårämnestillsatsen startar. Den snabbaste flödesvägen mellan tillsats- och målpunkt representeras av tidpunkten t_f . Tidpunkten t_f är första ankomst av spårämnesmärkt vatten i målpunkten. Vattnets medeltransporttid betecknas t_w . Utifrån medeltransporttiden kan vattnets medelhastighet beräknas. Vidare kan beräkningar av

hur stor del av vattnet i tillsatspunkten som når målpunkten utföras. Genombrottskurvan innehåller dessutom information om existensen och betydelsen av olika flödesvägar.

Spårämnestekniken erbjuder möjligheten att kartlägga vattenflöden innan, under och efter byggnationer. Detta är särskilt värdefullt vid undermarksbyggnationer eftersom dessa i en hög grad påverkar grundvattenflödet i närområdet. Spårämnesteknik kan i ett projekteringsskede exempelvis användas i känsliga områden för att i detalj kartlägga flöden, flödesriktningar och volymer. Förundersökningar ger även goda förutsättningar att förutse eventuella grundvattenproblem och förutsäga kostnader på ett korrekt vis. Under byggfasen kan spårämnestekniken användas för att följa grundvattenrörelser, spåra läckage och avgöra var infiltrerat vatten tar vägen. Spårämnestekniken kan även användas för att lokalisera de bästa platserna för infiltration i syfte att hålla uppe grundvattennivåer.

KARTLÄGGNING AV SALTAVATTENINLÄCKAGE TILL BERGRUM VID SSAB OXELÖSUND

Ståltillverkningen vid SSAB i Oxelösund kräver stora volymer vatten. SSAB använder sig av både sött och bräckt kyl- och processvatten vid ståltillverkningen. Det söta vattnet, som benämns industrivatten förvaras i bergrum. Bergrummen ingår i ett cirkulerande system där industrivattnet efter användning i tillverkningsprocessen renas genom sandfilter och återförs till bergrummen. Vid behov fylls bergrummen på med vatten från Nyköpingsån. Vattnet från Nyköpingsån transporteras till bergrummen via en 15 km lång ledning. Det bräckta vattnet som benämns saltvatten tas från Östersjön, som ligger i direkt anslutning till stålverket. Saltvattnet återförs efter användning till Östersjön via bl.a. dagvattennätet.

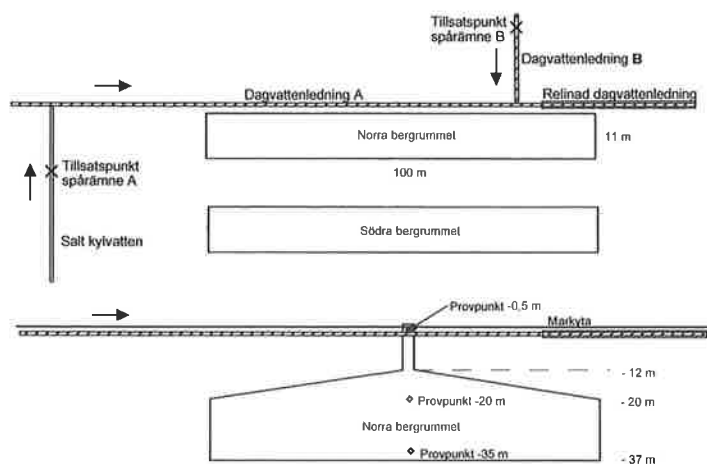
Problemställning

SSAB hade under en tid noterat en stigande salthalt hos industrivattnet i ett av bergrummen. Orsaken till ökningen av salthalten var oklar men misstankar riktades mot den dagvattenledning som återför en del av det använda saltvattnet till Östersjön. Den aktuella dagvattenledningen passerar bergrummet där en stigande salthalt noterats

Spårämnesundersökning

Geosigma AB fick i februari 1997 i uppdrag av VBB Viak att med spårämnesteknik undersöka inläckaget av saltvatten till ett bergrum med industrivatten vid SSABs stålverk i Oxelösund. Det aktuella, norra, bergrummet har dimensioner enligt Figur 2 och en volym av 50-60 000 m³. Det har en tillloppsledning som mynnar i dess tak. Uttaget av industrivatten från bergrummet sker genom pumpning från bergrummets botten. Spårämnesundersökningen planerades utifrån beräkningar baserade på rådande flöden, volymer och avstånd. Vid genomförandet av undersökningen märktes det saltvattenblandade dagvattnet i punkt A med ett spårämne och dagvattnet som tillkommer i punkt B märktes med ett annat spårämne. Märkningen med spårämne skedde med konstant koncentration under tre timmar. De spårämnena som användes var de organiska fluorescerande färgspårämnena Uranin och Rhodamine Wt. Båda dessa

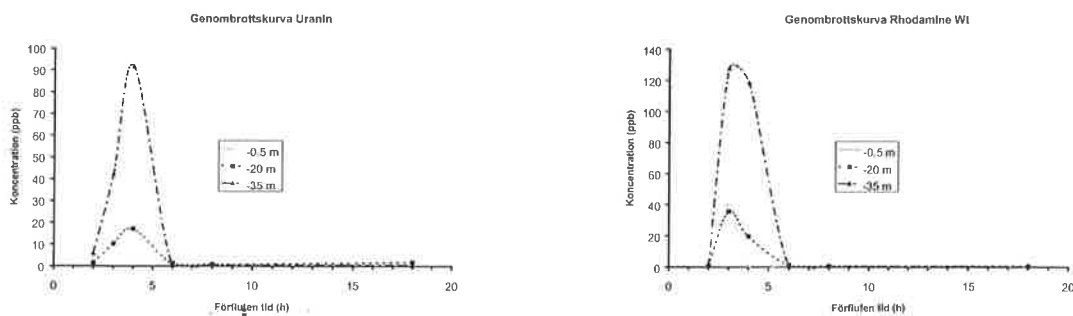
ämnen har mycket goda transportegenskaper och är biologiskt nedbrytbara. Provtagning skedde i 5 punkter under 2 dagar. Provtagningspunkterna omfattade tre olika djup i bergrummet samt två punkter i bergrummets omgivning. De vattenprover som togs under utredningen analyserades med avseende på spårämneskoncentration vid Geosigma vattenlaboratorium i Uppsala.



Figur 2. Industrivattenbergtrum och omkringliggande ledningar vis SSABs stålverk i Oxelösund. *Rock chamber for process water and location of sewer pipes.*

Resultat

Undersökningen visade att läckage skedde från båda dagvattenledningarna. Figur 3 visar att vattnet från ledning A når så väl ytan som botten på bergrummet inom två timmar från injiceringsstart. Den högre spårämneskoncentrationen vid bergrummets botten tyder på att huvuddelen av inläckaget sker i de nedre delarna av bergrummet. Den lägre spårämneskoncentrationen vid ytan tyder på att det sker ett mindre inläckage av saltvatten via de övre delarna av bergrummet. Spårämnespulserna vid ytan och botten har samma utsträckning i tiden vilket tyder på att dessa inläckage är direkt förknippade med saltvattnet i dagvattenledning A. Utredningen visar vidare att även vatten även från dagvattenledning B läcker in i bergrummet Figur 3.



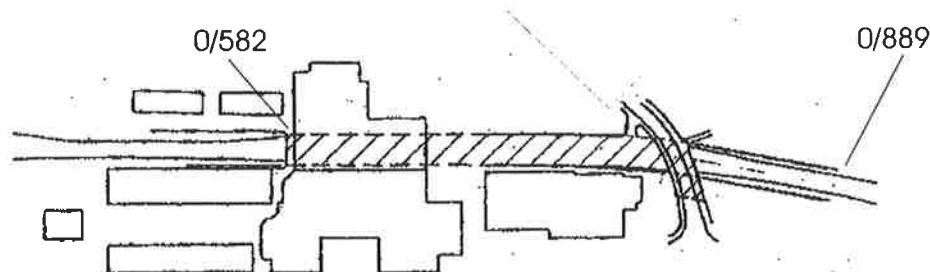
Figur 3. Genombrottskurvor på olika djup i bergrummet. Uranin från ledning A (vänster), och Rhodamine Wt från ledning B (höger). *Tracer breakthrough at different depths in the rock chamber. Uranine from pipe A (left), and Rd Wt from pipe B (right)*

Slutsatser

Spårämnesundersökningen klargjorde orsaken till den stigande salthalten i industrivattnet som förvaras i bergrummet. Till dags dato har ingen åtgärd vidtagits för att förhindra inläckaget av saltvatten till bergrummet. Detta eftersom salthalten i industrivattnet ej är så hög att det vållar problem i tillverkningsprocessen. Den enklaste åtgärden för att förhindra saltvatteninträngning i bergrummet är att tätta den aktuella ledningen genom exempelvis relining.

GRUNDVATTENSTRÖMNING OCH LÄCKAGE LÄNGS EN "CUT AND COVER" TUNNEL

För att förbättra trafikmiljön i centrala delen av en mellansvensk stad byggdes en ca 250 m lång "cut and cover" tunnel som ett rör helt i betong. Tunneln färdigställdes 1993 och ligger i en ränna som huvudsakligen är sprängd genom en bergpuckel. Ovanpå tunneln har byggts hus och skapats torg utrymme. Tunnel löper i öst – västlig riktning, där den västra delen av tunneln (0/582 - 0/672 m) är byggd som en öppen ram med vägbanan uppbyggd på väl rensat berg, se Figur 4 och 5. Tunnelsektion 0/672 - 0/742 är en sluten tät ram på packad fyllning av friktionsmaterial. Tunnelsektion 0/742 - 0/832 är en sluten tät ram grundlagd på packad sprängstensfyllning under norra rambenet och på pålar under mitten och södra rambenet. Sektion 0/832 - 0/889 utgörs av ett tråg grundlagt på fyllning av friktionsmaterial, med stöd av pålar på södra sidan. Uppfyllning med grus på utsidan av de yttre rambenen har gjorts utefter hela tunnelns längd.



Figur 4. Detaljplan med genomfartstunneln markerad. *Plan view, with the tunnel marked in diagonal.*

Problemställning

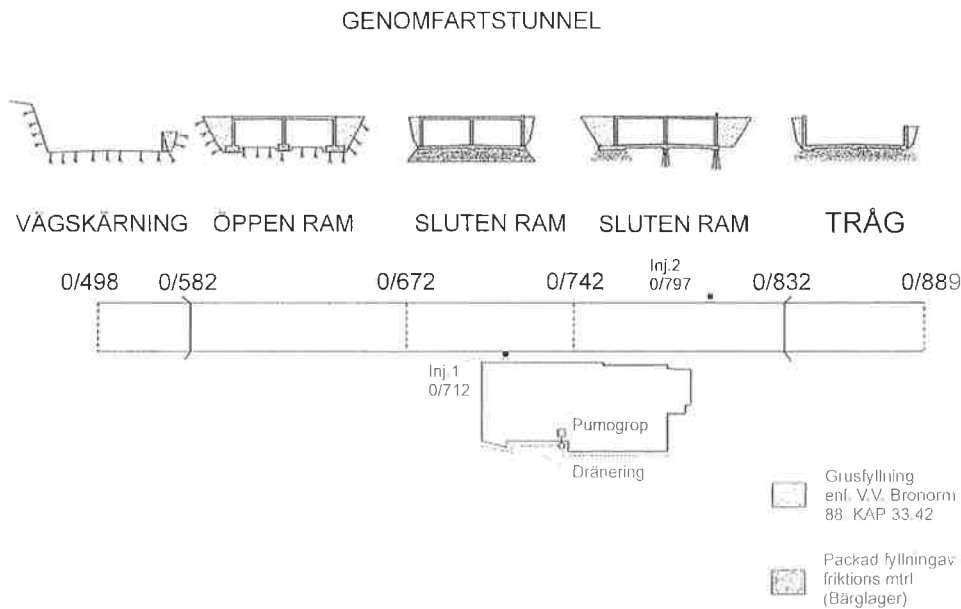
Åren efter tunnelns färdigställande sjönk grundvattennivåerna i centrumområdet söder om tunneln. Orsaken söktes i någon eller några av följande möjligheter; minskad naturlig grundvattenbildning, inläckage till tunneln, ombyggnad 1994 av dräneringen till en större äldre fastighet alldeles intill tunnelns södra sida, eller att tillräcklig tätning inte erhållits mellan fastighetens fasad/dränering och fyllningsgruset runt tunneln.

Området hydrogeologi karakteriseras av ett relativt plant centrumområde, med en marklutning av ca 0.025 från norr till söder. Lera överlagrar morän på berg. Runt centrala området finns uppstickande morän och bergkullar. Grundvattenströmningens hu-

vudriktning är från norr åt syd-sydväst. De hydrauliska gradienterna är små, 0.003 – 0.012 m/m har uppmätts mellan observationsrören i området.

Spårämnesundersökning

Geosigma AB fick 1998 i uppdrag att med spårämnesteknik utreda om tätningen mellan den äldre fastighetens fasad/dränering och fyllningen/schaktet runt tunneln fungerade samt om grundvattenströmning sker i fyllningsmaterialet längs tunneln. Goda artificiella grundvattenledare som ledningsgravar och dräneringsledningar hade försetts med pluggar och strömningsavskiljande skott vartefter de påträffats vid tunnelbygget.



Figur 5. Tunnelns konstruktion och grundläggning. Rör för tillsättning av spårämne och den äldre fastighetens dränering markerade. *The construction of the tunnel. Wells for tracer injection and the draining of the older building marked.*

Två olika spårämnen användes. De tillsattes med en dags mellanrum. I rör 1, placerat i fyllningsgruset nära tunnelns yttervägg (0.8 m) infiltrerades vatten märkt med Uranin. I rör 2, placerat på norra sidan om tunneln motsvarande position 0/797 m, infiltrerades vatten märkt med RdWT, se Figur 5. Identisk utrustning användes vid båda tillfällena. Spårämnet blandades med vatten i en 500 l tank och pumpades ned i infiltrationsröret med konstant flöde under ca 4 timmar. Provtagningen gjordes med en automatisk provtagare i vattnet som strömmade in till fastighetens pumpgrop och pågick i 53 dygn. Kompletterande prover togs manuellt efter ytterligare 60 dygn. I samband med spårämnesundersökningen mättes också pumpflödet från fastighetens dränering samt grundvattennivåerna i området närmast genomfartstunneln.

Resultat

Figur 6 visar spårämnenas koncentration mot tiden, i vattnet som strömmade in till pumpgropen. Figuren visar att det spårämnesmärkta vattnet kommer fram i flera topp-

karteringar, bergguttar och förstärkningsarbeten har lagrats. Genom att använda fråge- och rapportfunktionerna i programmet har informationssökning och rapportering för-
enklats.

Drivningen har ur bergmekanisk synpunkt fungerat utan större problem. Tidplanen har
kunnat hållas och i dagsläget har vattenfyllning och testning av anläggningen påbörjats.



Vy över sajten.
View of the site.

på nivå -125 m, beroende av respektive kritiska tryck. Bergrummen är uttagna under en systematiskt borrarad vattenridå.

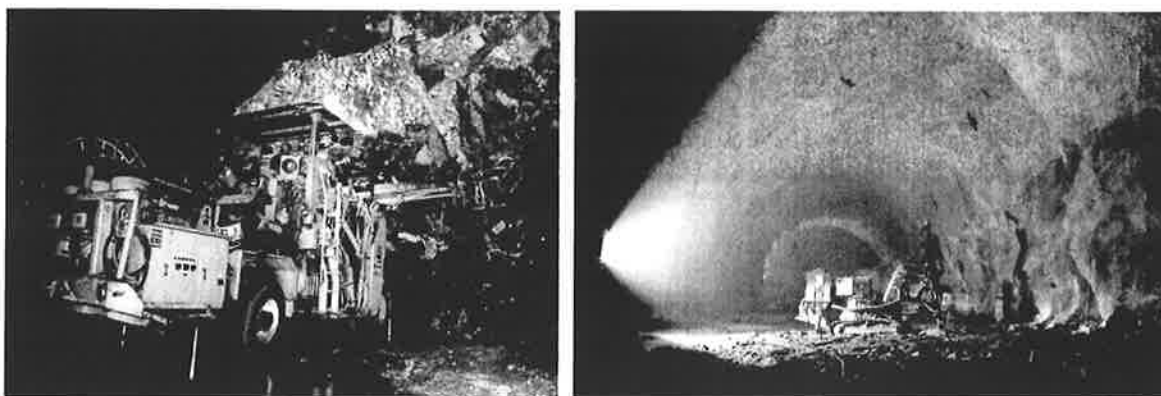
Vid borrning av vattenridåhålen har vissa loggats med TV-kamera, s.k. BIPS-loggning. Dessa har utförts i stället för föreskrivna kärnborrhål för att prognostisera berggrunden.

Utifrån förundersökningarna klassades berget i fem klasser motsvarande en förstärkningsinsats med fiberarmerad sprutbetong och bult.

5 Drivning

Vattengallerierna har drivits både med handhållen borrarutrustning och med borrhjull. Vattenridåhålen från gallerierna har borrats och trycksatts för att täcka underliggande drivning i bergutrymmena och för att kontrollera grundvattennivåer och förhindra uttorkning av sprickor..

Bergrummen har drivits i tre nivåer; galleri och två pallar. Galleriet, som är 8 meter hög, har tagits ut i två vertikala halvor. De underliggande nivåerna har drivits med två ståndarpallar om vardera 7 meters höjd. Slutlig kontur strossades därefter ut.



Drivning av galleri till vänster och övre pall till höger.
Excavation of top heading (left) and first bench (left).

Två sänkschakt för rörledningar har drivits med handhållen utrustning från plattform. Dessa är 60 och 130 meter djupa för butan- respektive propanlagret och 3 meter i diameter. Schakten har förstärkts med fiberarmerad sprutbetong och nätarmering. Under vardera sänkschakt har 15 meter djupa pumpgropar tagits ut.

För att övervaka berggrörelserna på grund av berguttaget har sex extensometrar och ett antal konvergenspunkter mätts under byggtiden. Dessa har inte visat på några större deformationer, vilket inte heller förväntades med tanke på den goda bergkvalitén.

För uppföljning av mängder och dokumentation av arbetena har NCC Teknik skrivit en anpassad relationsdatabas. I denna har bland annat vattenobservationer, bergmekaniska mätningar och geodetiska mätdata lagrats. Även data från drivningen, såsom geologiska

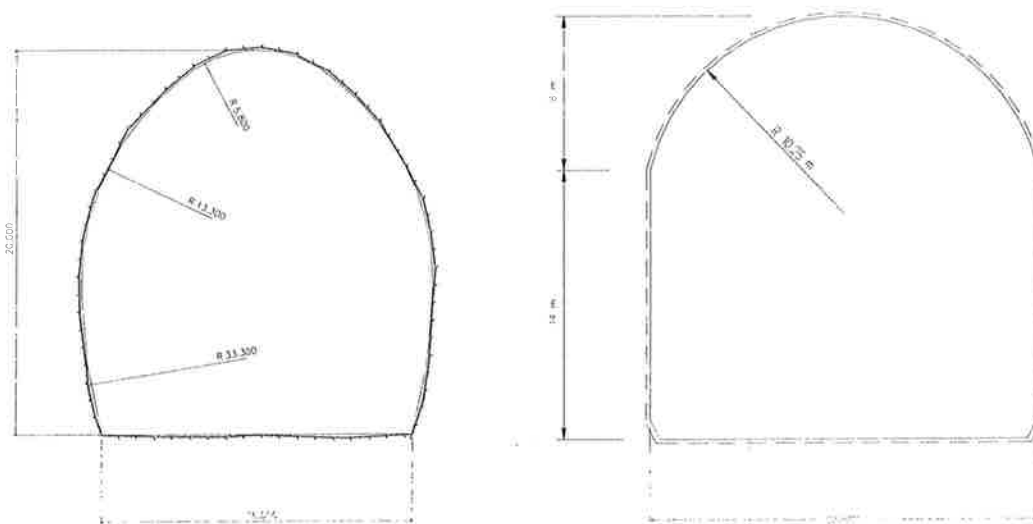
heten (UCS) är vanligtvis i storleksordningen 150-250 MPa och elasticitetsmodulerna mellan 30-40 GPa. De seismiska undersökningar har generellt gett gånghastigheter kring 5 000 m/s förutom i identifierade sprickzoner där hastigheterna varit lägre. Bergmassans hydrauliska konduktivitet är relativt låg och injektering har endast behövts utföras vid ett fåtal tillfällen. Sammantaget kan sägas att berget utgör ett bra material ur bergbyggnadssynpunkt.

Under byggnationen har berget genomgående klassificerats med Q-metoden och förstärkning har anvisats av geologer efter kartering av tunnelfronterna. Karteringarna har konfirmerat bergets goda kvalitet. Sämre partier har hänfört sig till sprickzoner och bergartskontakter. Endast enstaka partier med höga vatteninläckage har påträffats.

Ursprunglig nivå för grundvattnet är ungefär samma som havsnivån. Avsänkning av grundvattnet har skett under byggets gång men kunnat hållas inom föreskrivna nivåer.

4 Design

Den ursprungliga designen av Géostock bestod av bergrum med ovala tvärsnitt. NCC Teknik ansåg dock att, med utgångspunkt från förundersökningarna, att anläggningen kunde produktionsanpassas i större utsträckning. Exempelvis kunde ett konventionellt tvärsnitt användas för att förenkla drivningen. Detta har i sin tur medfört ett mindre antal bergrum. Butanlagret reducerades från tre till två bergrum och propanlagret till två och ett halvt från fyra bergrum.

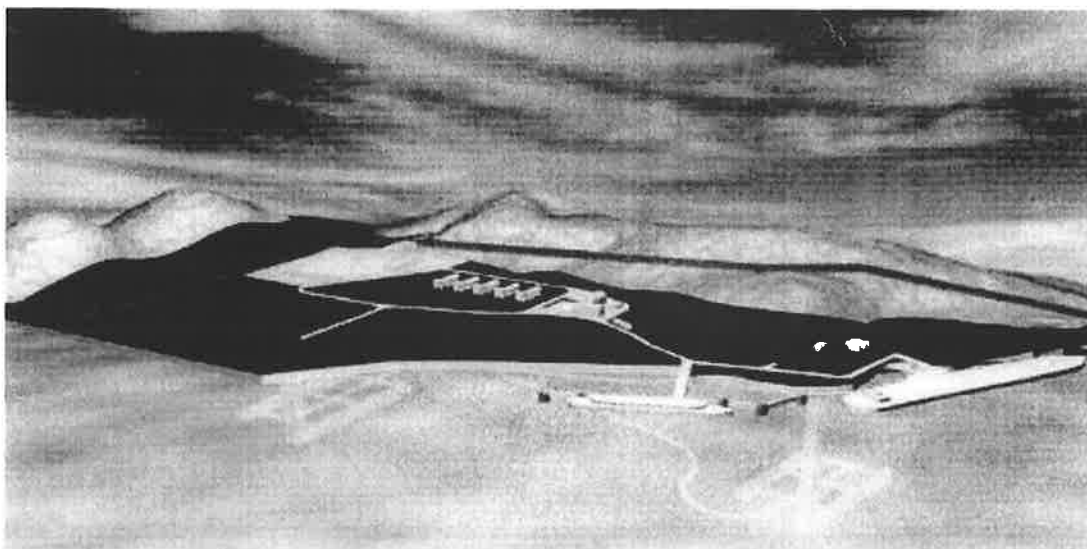


Ursprunglig design av bergrummen till vänster och modifierad till höger
Original design of caverns (left) and modified design (right).

Butanlagret består av två parallella bergrum. Varje rum är 22 m höga, 20 m breda och ca. 280 m långa. Propanlagret som är placerat ca. 250 m bort från butanlagret består av tre kortare bergrum p.g.a. markrestriktioner. För övrigt har de samma höjs och bredd förhållande som butanlagret. Butanlagrets hjassa ligger på nivå -65 m och propanlagret

2 Organisation

Beställaren är BP Ningbo Huadong LPG Company, som till 90% består av BP Amoco. Förundersökningar och basdesign är utförd av det franska företaget Géostock, som även fungerat som beställarens kontrollrepresentant på arbetsplatsen. Kontraktsformen är en s.k. EPC (Engineering, Procurement and Construction), vilket närmast motsvarar en totalentreprenad. Alternativ design, som senare bidrog till att NCC fick kontraktet, och uppföljande design under byggskedet har utförts av NCC Teknik. Samarbetet mellan beställare och entreprenör har fungerat bra, liksom mellan entreprenör och den kinesiska underentreprenören (B6).



Tredimensionell modell av gaslagret.
Three-dimensional model of the gas storage.

3 Geologi

Berggrunden i området utgörs av ett vulkaniskt-sedimentärt komplex bestående av askor, lavar och bergfragment. Den vanligaste bergarten inom projektet utgörs av cinerit. Cinerit består av sediment av fin-korniga vulkaniska askor som är välcementerade på grund av metamorfos. Åldern är övre Juras (163–144 miljoner år). Diabas och aplit förekommer som gångbergarter.

Berggrunden inom projektet har generellt sett låg uppsprickning och en relativt låg hydraulisk permeabilitet. Hållfastheten hos berget är god. Den enaxliga tryckhållfast-

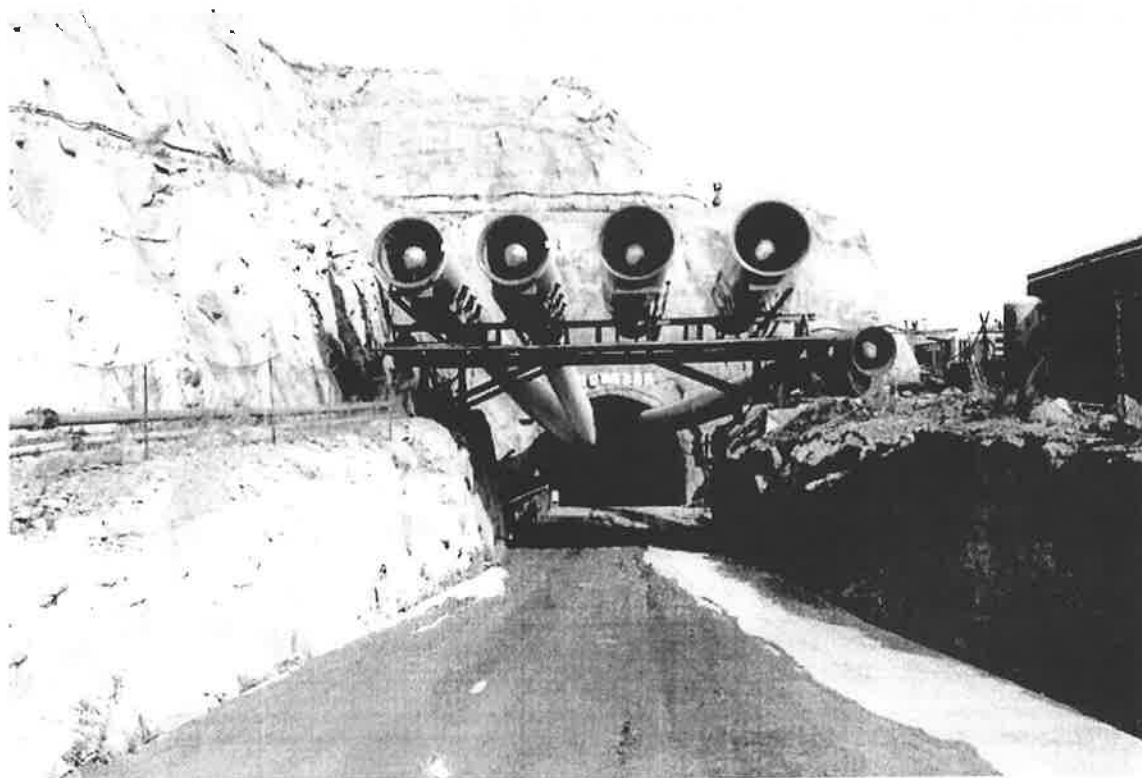


Drivning med handhållna borrar.
Excavation with hand held drills.

Principen för ett trycksatt gaslager i oinklädda bergrum baseras på den inneslutande effekten av grundvatten i bergmassans sprickor och strukturer. En förutsättning är att gastrycket måste vara mindre än grundvattentrycket nära bergrummet och att grundvattentrycket måste öka ut från bergrummet. Ett sätt att säkerställa dessa förutsättningar är att installera trycksatta borrhål utanför bergrummets periferi, sk vattenridå.

Principen för kylda lager är att endast små övertryck kan accepteras, varför gasen lagras nära dess kokpunkt vid atmosfärstryck. Eftersom den omgivande bergmassans temperatur är avsevärt mycket högre än den lagrade produkten, är det mycket viktigt att gasen inte kommer i kontakt med bergmassan annat än mot bergrumsväggarna. Därför är det viktigt att upprätthålla vattenmättnad runt lagret eftersom det frusna vattnet förhindrar gasen att tränga ut i bergmassan. Allt eftersom kylningen fortgår ökar tjockleken på den frusna zonen för att slutligen nå jämvikt när kylning matchar värmeflödet från bergmassan. Eftersom endast mindre övertryck förutsätts i kylda lager har de den fördelen att lokaliseringsdjupet är mindre kritiskt, och att de kan lokaliseras mer ytnära.

"The Ningbo LPG BBT Project", ett underjordslager för trycksatt gas är under utbyggnad av NCC i samarbete med Chiyoda och består av två, 250 000 m³ bergrums-lager, ett för propan och ett för butan. Ägare är BP Ningbo Huadong LPG Co., LTD. Berg-rums -lagren som i det närmaste är färdigställda ligger på Daxie Island, nära staden Ningbo i Zhejiang Provinsen i östra Kina. Bergrumslagret blir det största i Kina och bland de större i världen för LPG.



Tunnelentrén.

The tunnel entrance.

BERGRUM FÖR LPG I NINGBO, KINA

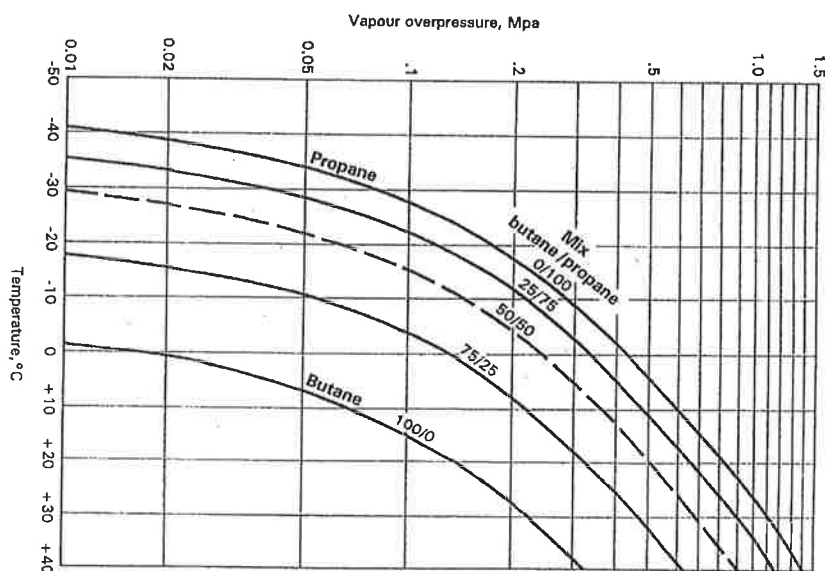
Caverns for LPG in Ningbo, China

Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik

Sid Patel, NCC Teknik

1 Inledning

Flytande petroleum gas (LPG) är en blandning av butan och propan i varierande blandning och med olika egenskaper. Förhållandet mellan förångningsövertryck och temperatur för blandningar av butan och propan visas i Figur 1. När propan kyls till -42°C (kokpunkt) är den flytande och kan lagras vid atmosfärstryck. Om temperaturen ökar uppstår kokning som fortsätter tills trycket når en nivå som matchar temperaturen på kurvan för propan. Skulle inte kyla tillföras kommer slutligen gasen få samma temperatur som omgivningen. I Skandinavien är denna temperatur ca $+8^{\circ}\text{C}$, vilket motsvarar ett lagringstryck på ca 0,6 MPa. För ett underjordslager i tropiska områden kan bergtemperaturen vara betydligt högre. Exempelvis är bergtemperaturen utanför Ningbo i Kina, där NCC bygger två lager $2 \times 250\,000\text{ m}^3$, ca $+20^{\circ}\text{C}$, vilket skulle motsvara ett tryck på 0,9 MPa för propan och 0,15 MPa för butan.



Figur 1. Förhållandet mellan temperatur och förångningstryck för LPG.
Relationship between temperature and vapour overpressure for LPG.

Normalt baseras underjordslagring av gas i bergtrum på antingen helt kyld lagring vid atmosfärstryck eller helt trycksatt utan kylning, d.v.s. gasens temperatur är densamma som omgivningen.

Erfarenheter

Bergrumsdesign

Bergrummets utformning har varit gynnsam med tanke på att vi har haft höga spänningar och smällbergstendenser i samband med berguttaget. Det har även visat sig gynnsamt vid design av bergförstärkning då kupolformen förenklat kan ses som ett dubbelslaget valv och därmed kan bära i två riktningar.

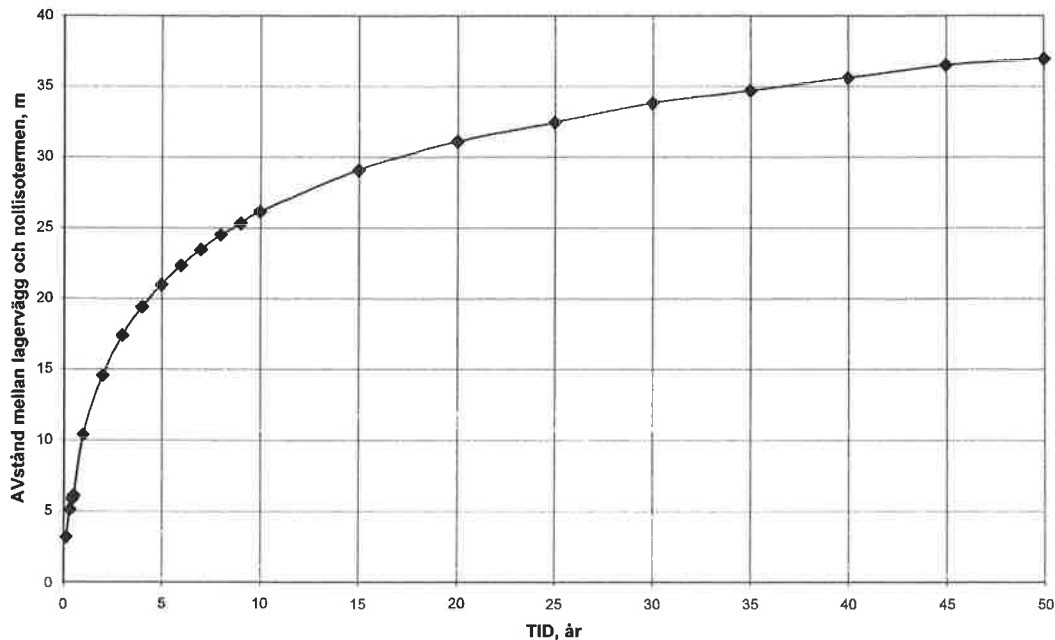
Vald utformning ansågs även gynnsam för att motverka hydraulisk upptryckning i samband med nedkylningen. Dock inträffade en hävning relaterad till de nära horisontella sprickplan som observerats vid kartering. Trots att bergmassan vid sonderingsborrning visat sig vara tät i bergrumsbotten uppstod ett mindre läckage i samband med att noll-isotermen nått ca 1,5 m in i berget. Detta resulterade i en hävning av botten. I samband med detta kan nytt inflöde av vatten ha uppstått och gett möjlighet till ytterligare hävning av blocket på som mest 1 cm/dygn. Genom att borra dräneringshål avhjälptes problemet och rörelserna avstannade. Detta fenomen hoppades vi att undvika med vald utformning, men kan idag konstatera att så ej var fallet. Tack vare att detta uppstod under luftkylningen fanns det dock möjlighet att observera och hantera problemet på ett tillfredsställande sätt.

Uppföljningen av bergets rörelser under berguttaget och nedkylningen utfördes endast under delar av berguttaget. Vid kommande projekt bör en kontinuerlig mätning utföras såväl under hela perioden för uttag av bergrum som under nedkylningen för att få en bättre helhetsbild. Genom att luftkylning har genomförts har vi dock haft möjlighet att visuellt observera bergets beteende i samband med att det kyls ned och kunnat vidta åtgärder för att stoppa de vatteninläckage och rörelser som uppstått.

Kontakten med arbetsplatsen

Att arbeta fram bergdesignen samtidigt som utförandefasen är tillfredsställande. Man får en snabb respons på att det som föreslagits har accepterats och utförs på korrekt sätt. Detta har resulterat i ett aktivt designarbete med kontinuerlig uppföljning på platsen. Diskussionen kring designen har till största del varit kopplat till själva utförandet för att optimera arbetssättet på plats.

Särskilda problem som uppstått under tiden har tagits upp med en särskild referensgrupp, där designer och entreprenör har deltagit tillsammans med experter som stått utanför själva projektet. Detta har bland annat rört uttaget av kupolformen och kraftigt vatteninläckage i schakterna.



Figur 4. Nollisotermens avstånd till lagerväggen.

Efter att lagret inerterats sker påfyllning med propen och nästa fas av nedkylning tar vid. Efter att nollisotermeren förflyttats sig ganska snabbt in i berget till en början sker en successiv utplaning.

Kontroll

Följande har kontrollerats under hela eller delar av berguttaget och luftkyllningen:

Grundvattennivåerna har kontinuerligt pejlats manuellt eller med metrolog för att uppföljning under berguttaget. Grundvattennivån fick ej gå ned under -5 för att undvika oljeläckage från intilliggande bergrum.

Bergrum och nedfartstunnlar har karterats och klassificerats enligt Q-metoden.

Extensometermätning utfördes under delar av berguttaget via en mätare placerad i läge för ett av schakten till markytan. Mätningarna visade på endast små rörelser, men en del av taket hade redan tagits ut när mätningarna påbörjades. Efter att schaktet sprängts ut har inga ytterligare deformationsmätningar utförts i bergrummets tak.

Temperaturmätare är installerade i bergrummets tak, vägg och golv samt i nedre nedfartstunneln innanför pluggläget. Noll-isotermeren skall enligt kontrakt vara 4 meter in i berg innan luftkyllningen avslutas. I nedfartstunneln är kravet två meter in i berg.

I samband med sprängning har vibrationsmätningar utförts på intilliggande byggnader och installationer.

Bergförstärkning

Design av bergförstärkning kan delas in i två delar: Förstärkning av bergrum och förstärkning av övriga konstruktionsdelar i berg. De senare har utförts enligt vanlig praxis medan förstärkningen av bergrummet även måste ta hänsyn till det faktum att berget kyls ned och avlastas. Endast design av bergrum beskrivs nedan.

Dimensionering av bergförstärkning av bergrummet baseras på tidigare erfarenheter av kylda LPG-lager i berg (bl a anläggningarna i Karlshamn och Sture), FEM-beräkning (JobFEM), valvbildning, kilstabilisering samt Q-metoden.

FEM-beräkningarna visar att när bergrummet kyls ned krymper bergmassan och tryckspänningarna parallellt med takkonturen minskar. Efter längre tids nedkylning bildas en spänningslös zon runt valvet. Utanför denna zon finns ett tryckt valv som säkerställer storstabiliteten. Närmast bergrummet måste ett valv utbildas som kan bära vikten av bergmassan i den spänningslösa zonen.

Bergförstärkningen måste även baseras på block-/kilstabilitet då utfallande block i sig äventyrar valvstabiliteten. Risken för utglidning av block längd potentiella kilar har utvärderats med UNWEDGE.

Med hänsyn taget till valvbildning och blockstabilisering föreslogs och utfördes en bergförstärkning i taket på bergrummet med 80 mm fiberarmerad sprutbetong och systematisk bultning 2x2 m med 6 meter långa bultar.

En utvärdering av förstärkningen gjordes sedan mot Q-systemet och visade på en fullgod förstärkning enligt Q-systemets parametrar.

Nedkylning

Den första fasen av nedkylning utförs med en luftkylningsanläggning som cirkulerar och kyler luften i bergrummet och får kylan att successivt vandra in i bergmassan. Efter ett driftstopp på 4-6 veckor, då bl a luftkylningsanläggningen lyfts upp och lagret inerteras, sker sedan påfyllning med produkt och fortsatt nedkylning till ca -45°C påbörjas.

Nollisotermen har i dagsläget nått minst 4 meter in i bergrummet. Detta var kravet enligt kontraktet för att säkerställa att det frusna valvet under driftstoppet. Nollisotermen kommer sedan successivt att vandra längre ut från lagerväggen, se Figur 4.

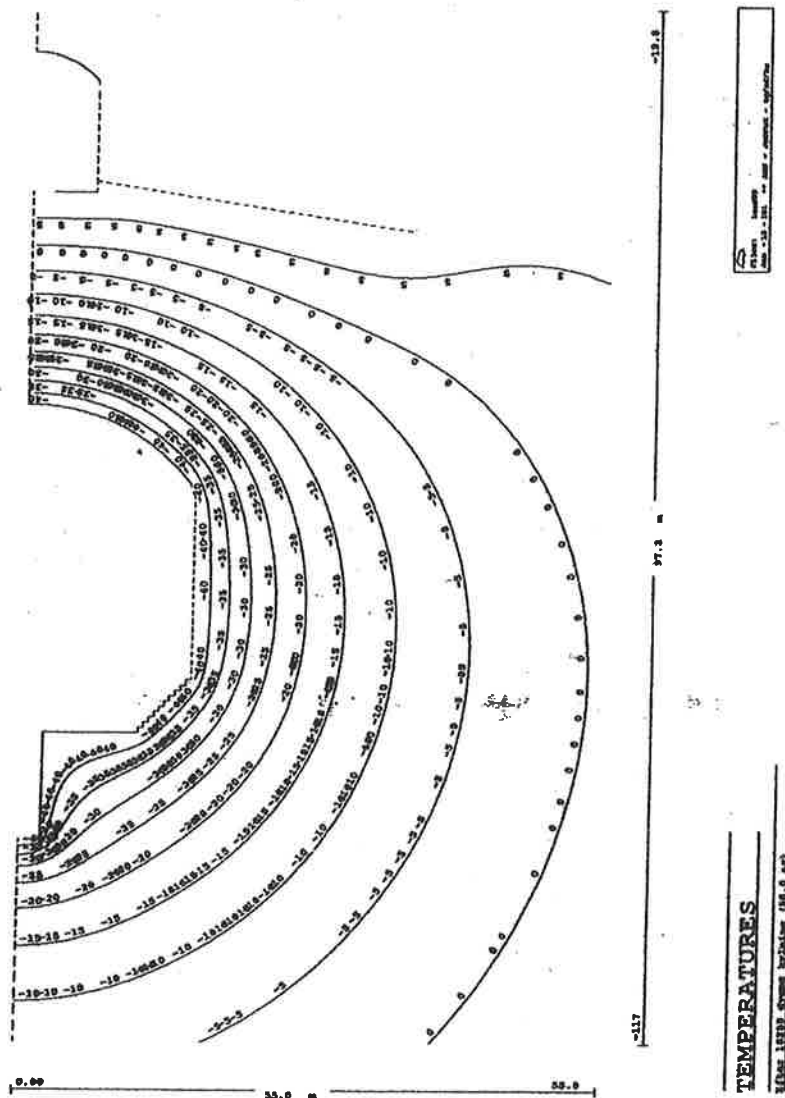
För nedfartstunnlarna fanns ett kontraktuellt krav på 10 l/min och 100 m tunnel för att säkerställa grundvattennivån i samband med drivning. För bergrummet i sig fanns krav på inläckage kopplat till nedkylningen. För stora inläckage försvårar nedkylningen och medför kraftig isbildning.

För att förhindra gasläckage från bergrummet har följande scenario studerats:

- Gas läcker genom en spricka i den frusna zonen och grundvattentrycket är för lågt för att hindra gasens rörelse uppåt.

Baserat på detta krävs en frusen zon och en vattenridå ovan bergrummet för att säkerställa vattentrycket ovanför den frusna zonen.

Vattenridåns utformning med antalet hål och dess utbredning baseras på flödesanalys och Finita elementberäkningar utförda i JobFEM. Vattnet som cirkulerar i vattenridåhålen ges en högre temperatur för att förhindra frostzonens utbredning ovanför vattenridån och därmed riskera vattenridåns funktion. Figur 3 visar frostzonens utbredning efter 50 år.



Figur 3 Den frusna zonen utbredning efter 50 år

Bergrummet tätas med pluggar av betong i nedfartstunnlarna och i schakten. Säkerställandet av tätheten kring dessa pluggar är en viktig designfråga i sig, men beskrivs ej i denna artikel.

Lagring av gas i kylda bergrum

Genom att lagra gas vid låg temperatur (här ca -45°C) kondenserar gasen vid tryck strax över atmosfärstryck och kan lagras i flytande form utan speciella tryckkärl. Berget i sig måste kylas ned, vilket kan utföras på två sätt - direktkylning eller indirekt kylning med luft. I samband med att intilliggande bergmassa kyls ned kommer vatten i sprickor att frysa och ett tätt bergrum uppstår. Samtidigt sker en krympning av berget vilket medför en avlastning av bergspänningarna kring bergrummet.

Genom att först kyla berget med luft kan tätheten hos lagret studeras under nedkylningen. Samtidigt kan även stabiliteten hos det avlastade berget studeras och utvärderas så att ett stabilt valv har uppnåtts. Efter avslutad luftkylning fortsätter man sedan med kylning med produkt.

Designprincip

Som grund för designen ligger utförda undersökningar, uppföljningar på platsen, kontraktuella krav från Scanraff samt utförandekrav från entreprenören.

För att uppnå en systematisk arbetsgång har designen delats upp i tre steg:

- Design specification - identifiering och hantering av kritiska arbeten, beskrivning av konstruktionslösning, krav beräkningar etc.
- Teknisk beskrivning - Kravspecifikationer på material, utförande och mätningar.
- Ritningar som beskriver utformning och utförande.

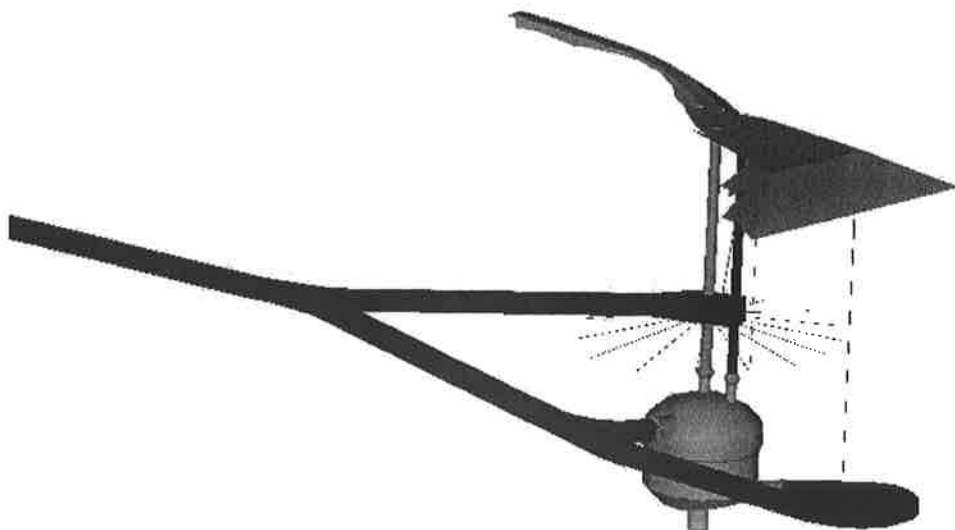
Att dokumentera och utvärdera kritiska arbeten är en viktig del med tanke på intilliggande anläggningar och de säkerhetskrav som finns kring gastäthet. Detta har exempelvis gällt upprätthållande av grundvattennivåer och utvärdering av valvstabilitet i det avlastade berget.

Förfarandet enligt ovan har utförts för varje konstruktionsdel för sig, nedfartstunnlar, vattenridåkammare, bergrum, schakt och pumpgröp.

Täthet

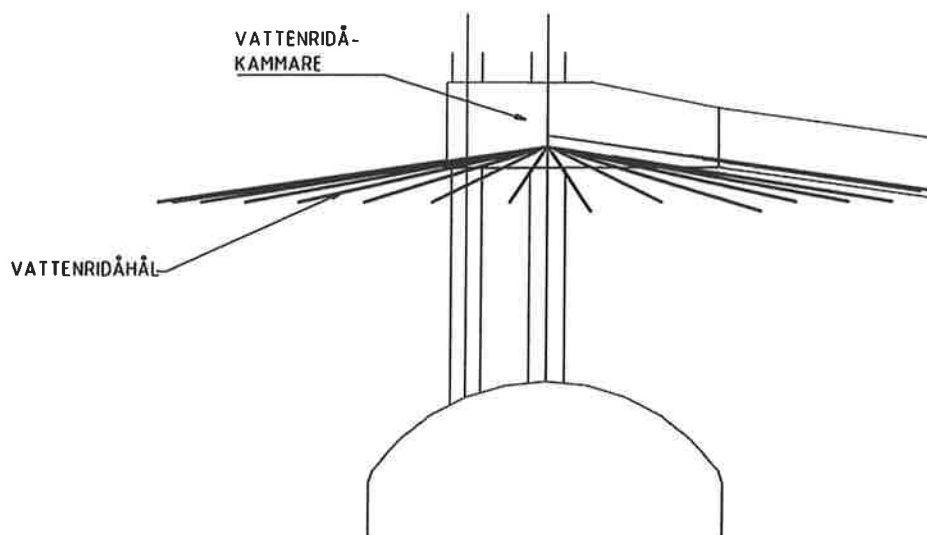
Täthet kan delas upp i två delar: vattentäthet respektive gastäthet.

Bergmassan i området är generellt tät, men enstaka vattenförande zoner förekommer. Baserat på detta ansågs det nödvändigt med kontinuerlig försondering och inläckagemätning/vattenförlustmätning.



Figur 1 Berggrumsutformning

En vattenridå placeras 20 meter ovanför berggrumstaket, se Figur 2. Syftet med denna är att upprätthålla ett tillräckligt högt vattentryck så att vatten kan strömma ned i eventuella sprickor genom den frusna zonen och förhindra att gasbubblor vandrar uppåt. Trycket i vattenridån har dimensionerats enligt tolkning av Sprängämnesinspektionens regler för gaslagring och den forskning som utförts inom området av bl a H. Kjørholt och C-O Söder. För att förhindra att nollisotermen når nivån för vattenridån har vi en cirkulation av uppvärmt vatten i ridåhålen (ca 15°C).



Figur 2 Vattenridåkammare och vattenridå

Från berggrummet leder två schakt upp till markytan. Det centriskt placerade schaktet är ett installationsschakt för alla permanenta installationer medan det andra schaktet endast har en temporär funktion kopplad till luftkylningen. Genom detta schakt monteras och demonteras luftkylningsanläggningen liksom alla installationer kopplade till denna.

Provpumpningar och vattenförlustmätningar visade på vissa vattenförande zoner, men generellt en tät bergmassa.

Bergspänningsmätningar utfördes på två nivåer i bergmassan (-50 m resp. -70 m). Resultatet från dessa återges nedan i Tabell 1.

Spänningsriktning	-50m (MPa)	-70m (MPa)
σ_H (Max hor. Spänning)	8,7	12,4
σ_h (Min hor. Spänning)	5,5	9,6
σ_v (vertikal spänning)	2,1	3,3

Tabell 1. Uppmätta bergspänningar i bergmassan

Nivån på bergspänningarna vid taket på bergrummet (-57 m) är sådana att knäppar och smällar kan uppträda i samband med berguttaget.

Bergrumsplacering och -utformning

Bergrummet har placerats mellan två avskärande svaghetszoner med oljebergrum utanför den ena zonen och ett bergrumslager för butan utanför den andra zonen.

Nedfartstunneln till bergrummet ansluter från de befintliga nedfartstunnlarna till oljebergrummen och butanlagret. Dessa var tvungna att tömmas på vatten ned till nivån för påslag till den nya nedfartstunneln.

Bergrummets utformning är en stående cylinder med kupolform i tak och avfasningar i golv för att uppnå en nästan sfärisk form, se Figur 1. Höjden är ca 30 m och diametern 32 m. Denna form är särskilt gynnsam med tanke på spänningssituation och frostzonens utbredning. Ett stabilt fruset valv kan uppnås med en mindre frusen zon än vid ett "vanligt" bergrum. Risken för hydraulisk upptryckning i samband med nedfrysningen ansågs också reducerad pga bergrummets utformning. Den ringa volymen av ca 20 000 m³ gjorde denna geometri möjlig.

Inledning

Scanraff, Skandinaviska Raffinaderi AB, ligger strax norr om Lysekil och är ett av Sveriges största raffinaderier. Under perioden 2000-2002 utförs en utbyggnad av en kyld anläggning i berg för lagring av propen vid en temperatur av ca -45°C. Lagringsvolymen är 20 000 m³.

Hela berganläggningen utgörs av tillfartstunnlar, vattenridåkammare, bergrum samt två vertikala schakt till markytan.

Utbyggnaden utförs som en totalentreprenad med Skanska Sverige som entreprenör och Skanska Teknik AB som designer samt entreprenör för nedkylningen.

I artikeln beskrivs de geologiska förhållandena och hur bergdesignen arbetats fram i samarbete med entreprenören på platsen.

Geologi och förundersökning

Bergmassan inom området utgörs till största del av en rödgrå medelkornig granit av god kvalitet, vilket observerats i såväl håll- som kärnkartering. Underordnat förekommer gångar av en rödgrå pegmatit.

Den geologiska förundersökningen omfattade följande:

- Hällkartering
- Grundvattenmätningar
- Provpumpning
- Kärnbörning
- Hållfasthetsprovning av berget
- Klassificering av bergmassan
- Bergets termiska egenskaper
- Bergspänningsmätningar
- Sammanställning av tunnelkartering från tidigare genomförda projekt

Bergets termiska egenskaper och bergspänningar är viktiga parametrar att bestämma före designfasen, då dess parametrar styr nedkylningen och mängden bergförstärkning. Grundvattenförhållandena kring bergrummet är också viktigt att ha information om, då grundvatten måste finnas för att säkerställa en icke dränerad bergmassa samtidigt som inflödet i bergrummet måste minimeras då det påverkar nedfrysningen.

Hällkarteringar och kärnbörning visar på 3 dominerande spricksystem. Två brantstående till vertikala system och ett horisontellt spricksystem stupande 10 – 30 grader. Bergmassan är av mycket god kvalitet, men genomkorsas bitvis av svaghetszoner med någon meters bredd.

Summary

Just outside Lysekil is the refinery Scanraff. During the year 2000 the construction started of a 20 000 m³ underground frozen storage for propane. Contractor is Skanska Sverige and Skanska Teknik AB is responsible for the preliminary design, parts of the preinvestigations, detail design of all construction parts below ground and the air cool down of the storage. After the air cool down the storage will be inerted and filled with propane that will lower the temperature further more to approximately -45°C.

The design is set up in close co-operation with the contractor and with continuous follow up in site. Nearby oil storages and the risk of seepage from these had to be considered during the design, for instance regarding choice of location of the storage.

The rock mass in Lysekil provides high rock stresses and during the construction rock burst tendencies has been shown. When the rock mass is cooled down, shrinkage occurs and a destressed zone is developed around the storage. The rock support is designed to manage this zone according to arch theory.

The rock around the storage is cooled down to prevent gas leakage. As an extra security a tempered water curtain is used to prevent further extension of the frozen zone and make sure that there is enough water pressure above the frozen zone to prevent gas leakage through cracks. The pressure in the water curtain should be high enough so that water can seep down cracks and prevent gas bubbles to move upwards.

Today the frozen zone stretches at least 4 m into the rock mass and cooling with product will start during spring 2002.

DESIGN AV KYLT LAGER FÖR PROPEN VID SCANRAFF

Design of Frozen Storage for Propane at Scanraff

Marie von Matérn, Skanska Teknik AB

Håkan Stille, KTH

Anders Fredriksson, Golder Associates AB

Sammanfattning

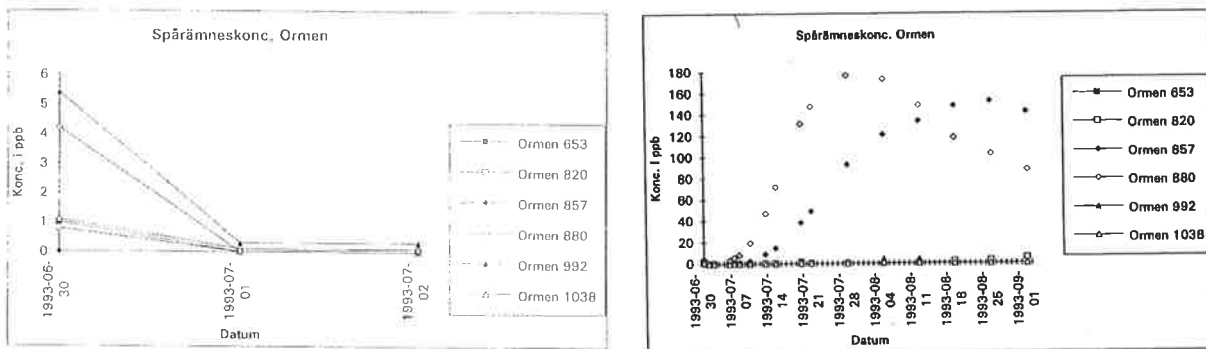
Strax utanför Lysekil ligger raffinaderiet Scanraff. År 2000 påbörjades byggnationen av ett ca 20000 m³ stort underjordiskt kylt lager för propen. Entreprenör för projektet är Skanska Sverige och Skanska Teknik AB har utfört preliminär design, delar av förundersökningar, detaljprojekteringen av samtliga konstruktioner under jord samt den första nedkylningen av lagret med hjälp av luftkylning. Efter luftkylningen kommer lagret att inerteras och därefter fyllas med kyld propen som ytterligare sänker temperaturen till ca -45°C.

Designen har utförts i ett nära samarbete med entreprenören och med kontinuerlig uppföljning på platsen. Hänsyn till intilliggande oljebergtrum och risken för inläckage från dessa har styrt delar av designen som till exempel bergtrumsplacering.

Berget i Lysekil har höga spänningar och under drivningen har det uppvisat smällbergstendenser. När berget fryser krymper det och då utbildas en spänningslös zon runt bergtrummet. Bergförstärkningen har dimensionerats för att hantera denna zon med hänsyn till valvbildningsteorin.

Berget runt rummet fryses för att täta mot gasläckage. Över bergtrummet finns en tempererad vattenridå som förhindrar frostzonens utbredning och tillser att tillräckligt vattentryck finns ovan den frusna zonen för att förhindra gasläckage genom sprickor. Trycket i vattenridån skall vara så högt att vatten kan strömma ned i sprickor och förhindra att gasbubblor vandrar uppåt.

I dagsläget har den frusna zonen nått minst 4 m in i berget och kylning med produkt kommer att ske nu under våren 2002.



Figur 8. Genombrott av spårämnesmärkt vatten i Ormen vid 880 och 992 (vänster), och vid 880 och 857 (höger) *Tracer breakthrough in Ormen at 880 and 992 (left), and at 880 and 857 (right).*

Slutsatser

Den utförda undersökningen visade att en betydande del av infiltrationsvattnet rörde sig ner till Ormen där det trängde in huvudsakligen i området av sektionerna 857- 880.

Undersökningen visade också att det var i Ormen tättningsinsatsen skulle läggas och inte vid någon av de andra undermarksanläggningarna.

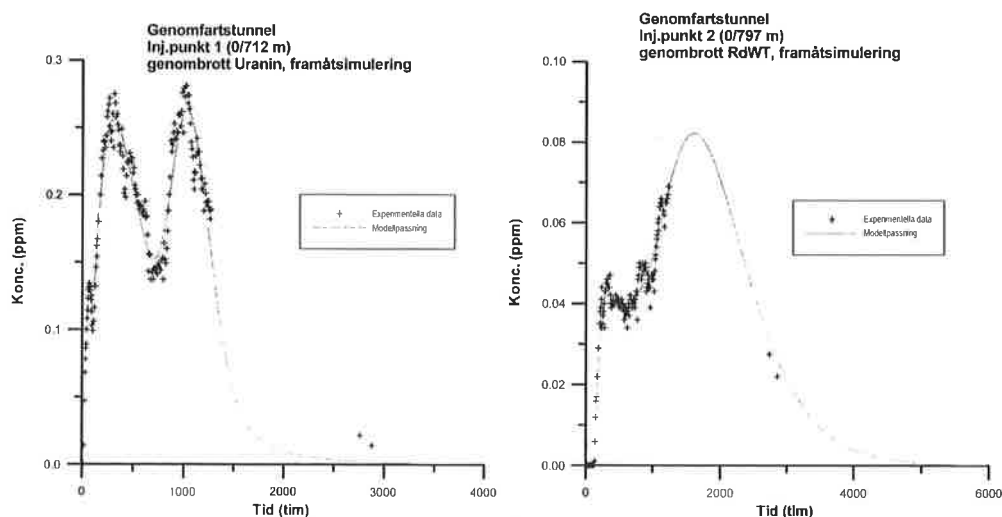
Komplettering av tätning med injektering gjordes vid inläckagepunkter före slutbesiktning och driftstart. Vid färdigställd tunne hade man uppnått det extremt låga inflödet 1 l/min och 100 m tunnellängd. Infiltrationen avslutades vid projektslut. Grundvattennivåmätning vid korsningen Birger Jarlsgatan och Valhallavägen ingår i det vanliga nätet av mätpunkter för grundvattennivå inom Stockholm stad och denna visar att man inte har några grundvattenavsänkningar, endast naturliga årstidsvariationer.

SUMMERING

Utnyttjande av spårämnesteknik vid grundvattenfrågeställningar i samband med undermarksbyggnationer ger förtjänster i form av ökad kunskap. Denna kunskap kan ligga till grund för så väl tillståndsansökningar som väl underbyggda beslut gällande exempelvis tätning och vatteninfiltration. Spårämnestekniken är en flexibel teknik där insatsen lätt kan optimeras till frågeställningen. Grunden för ett framgångsrikt spårämnesförsök läggs i dess planeringsstadium. För att önskade resultat skall uppnås med spårämnesförsöket är det av största vikt att korrekta val, antaganden och beräkningar görs i spårämnesförsökets planeringsstadium. Spårämnesförsöket designas sedan för att på ett optimalt sätt besvara de aktuella frågeställningarna. Spårämnesförsök kan ge så väl kvalitativa ja och nej svar som kvantitativ bestämning av flöden, volymer spridning, samt flödes- och transportparametrar.

ar, vilket indikerar att transporten sker i olika flödesvägar. Samma figur visar också passning av uppmätta data till en matematisk flödesmodell.

Från injiceringspunkt 1, på södra sidan om tunneln vid position 0/712 m, kom det spårämnesmärkta vattnet fram till pumpgropen inom ett dygn (17 timmar) och medeltransporttiden var ca 3 dygn (Figur 6, vänster). Detta tyder på att man inte lyckats täta utefter fastighetens norra fasad och norra delen av västra fasaden i samband med tunnelbygget. För andra och tredje flödesvägen beräknades medeltransporttiden till 21 respektive 45 dygn. Vattentransportens medelhastighet i flödesväg ett, två och tre är 18.1, 2.4 respektive 1.1 m/dygn. Från injiceringspunkt 2, placerad på norra sidan om tunneln vid position 0/797 m, kom det spårämnesmärkta vattnet fram till pumpgropen efter ca sex dygn (141 timmar) och medeltransporttiden var ca 13 dygn (Figur 6, höger). För andra och tredje flödesvägen beräknades medeltransporttiden till 36 respektive 80 dygn. Motsvarande medelhastigheter för vattentransporten blir 7.1, 2.6 och 1.2 m/dygn.



Figur 6 Experimentella data och modellpassning till genombrottet av spårämnesmärkt vatten i pumpgropen. Uranin från infiltrationspunkt 1, 0/712 m (vänster), och RdWT från punkt 2, 0/797 m (höger). *Experimental data and model fit to tracer breakthrough in drain water inflow. Uranine from injection well 1, 0/712 m (left), and RdWT from well 2, 0.797 m (right).*

Mängden återvunnet spårämne visar att större delen av grundvattnet i fyllningsgruset alldeles intill södra tunnelväggen, vid position 0/712 m, strömmar in till fastighetens dränering. En stor del av grundvattnet på norra sidan av tunneln, vid position 0/797 m, strömmar åt sydväst längs och under tunneln för att slutligen nå fastighetens dränering.

Slutsatser

Sannolikt fungerar urschaktningen/sprängningen för genomfartstunneln och fyllningen runt denna som en lång dränering (horisontell brunn). Tillräcklig tätning har inte erhållits mellan fastighetens norra fasad och fyllningsgruset runt tunneln. Långsamt flödande grundvattnet som strömmar mot tunneln, huvudsakligen från norr kan av den orsaken