

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 18 MARS 1998**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 18, 1998**

FÖRORD

Vi har ett händelserikt år bakom oss. Som luttrade tunnelbyggare har vi inte bara fått uppleva ett nytt år av pendlande besked mellan ja och nej till stora bergprojekt utan också råkat ut för en massmedial uppmärksamhet som aldrig förr. Vi har alla prövats av händelserna i Hallandsås på ett eller annat sätt. Även de som inte varit direkt berörda har på olika sätt fått stå till svars för vad vår bransch förmår. "Hur kan man börja bygga en tunnel utan att först ha full kännedom om geologin?"

Den bild vi har av det inträffade varierar, beroende på vilken kunskap vi har om projektet men också om bergbyggandets villkor i allmänhet. Vad man saknat i debatten är framförallt mera insiktsfulla kommentarer om detta, som inte är helt enkelt att förklara för gemene man. Att en tunnel inte är färdigprojekterad förrän den är byggd. Och att man måste arbeta under ett kontrakt som gör det möjligt att anpassa tekniken efter rådande förhållanden med en rimlig riskfördelning mellan beställare och entreprenör. Det är allmänt kända frågor för Bergmekanikdagens åhörare, men därmed inte sagt att det alltid finns en given eller enkel lösning.

Vad drar då SveBeFo för slutsatser - vad betyder dessa händelser för oss som forskningsorganisation? Det enkla svaret är att vi träget måste fortsätta med vår uppgift, att genom kvalificerad forskning bidra till att höja kunskapsnivån och att föra ut resultat i olika former. Och bland det viktigaste är enligt vår mening att se till att forskaren kommer ut i industrin efter genomfört projekt för att omsätta sina kunskaper i praktiskt arbete. Men andra kanaler för att sprida kunskapen är förstås också viktiga och dit hör inte minst Bergmekanikdagen.

Vi ser också över våra prioriteringar, även om vi redan arbetar med flera frågor som har direkt beröring med Hallandsås: hur man bäst hanterar geologiska osäkerheter, riskfördelning mellan olika parter, metodval vid svåra bergförhållanden och injekteringsteknik, som behandlas inte bara i SveBeFos program utan också genom SKB och Nuteks infrastrukturprogram. Vid förra årets Bergmekanikdag ägnades en hel session åt tätningsfrågorna och det kan i dagens ljus vara intressant att citera ur förra årets förord: *"det ska bli mycket intressant att se var vi står om fem eller tio år, när det gäller att förstå hur injekteringsmedel sprids i berget, att med väl fungerande utrustningar kunna styra inträngning och härdning och slutligen att dokumentera tätningsresultatet."* Forskning måste få ta tid men vi är uppenbarligen i stort behov av denna kunskap för praktisk tillämpning!

Vi kunde ägnat hela dagen åt olika aspekter av Hallandsåsprojektet men det pågår som bekant ett antal utredningar som har i uppgift att reda ut bakgrund och händelseförlopp och att föreslå åtgärder för att begränsa fortsatta skador. Förhoppningsvis kommer man också att finna ett tekniskt och ekonomiskt försvarbart sätt att fullfölja bygget. Vi ska inte föregripa dessa grupperes rapportering men kommer ändå att få en kort dagslägesrapport från den utsedda miljögranskningsgruppen och kommentarer från Skanska och Banverket. Och därtill ett par presentationer som belyser de bergbyggnadstekniska problemen i Hallandsås.

I övrigt spanner årets program som brukligt är från bergmekanik i ordets egentliga mening till intressanta tillämpningsexempel från både gruv- och anläggningsbranschen. Enligt de senaste årens tradition har vi också bjudit in en prominent utländsk föredragshållare för att vidga våra perspektiv. Vi hälsar professor Derek Martin från Kanada välkommen och ser fram emot ännu en spännande och innehållsrik Bergmekanikdag!

Stockholm i februari 1998
Tomas Franzén

INNEHÅLL

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

sid.

INDATA FÖR BERGMEKANISK DIMENSIONERING ROCK MECHANICS DESIGN

Introduktion: Lars O Ericsson

Estimating ground support for underground openings in hard rock 1

*C. Derek Martin, Geomechanics Research Centre Laurentian University,
Sudbury, Canada*

CLAB ETAPP II - Bergmekanisk utredning av stabiliteten och inverkan av vibrationer på befintligt bergrum..... 19

*CLAB stage II - Rock mechanic analysis of the stability and
the effect of vibrations on the existing rock cavern*

*Anders Fredriksson, ADG Grundteknik
Håkan Stille, KTH*

Bergspänningsmätningar - en ansats till statistisk utvärdering..... 41

Rock stress measurements - an approach to statistical analysis

*Johan Andersson, Golder Associates
Christer Ljunggren, Vattenfall Hydropower*

BESTÄNDIGHET

DURABILITY OF ROCK REINFORCEMENT

Introduktion: Per-Olov Karlsson

Bestandighet av sprøytebetong i tunneler - resultat av norske undersøkelser..... 49

*Durability of sprayed concrete in tunnels - experiences from
Norwegian investigations*

Kjell-Inge Davik, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, Norge

Skadad sprutbetong i Muskötunneln - bakgrund, skadetyper, orsak och åtgärder	87
Damaged shotcrete in the Muskö subseattunnel - background, types of damages, cause and actions	
<i>Rolf Bergman, Vägverket Region Stockholm</i>	
<i>Tommy Ellison, BESAB</i>	
<i>Jan-Åke Åkesson, BERGAB</i>	

Bultar och sprutbetong i Norra Länken - en tillämpning av Tunnel 95	101
Bolts and shotcrete at the Northern Link - implementation of Tunnel 95	
<i>Magnus Bergman, Lars Rosengren, Itasca Geomekanik</i>	

Beständighet - Tunnel 98	115
Durability - Tunnel 98	
<i>Per Andersson, Bernt Freiholtz, Vägverket</i>	

HALLANDSÅS

TUNNELLING THROUGH HALLANDSÅS

Introduktion: Jan Hartlén

Bergmekaniska aspekter på drivningen genom Södra Randzonen.....	133
Rock mechanical aspects on tunnelling through extremely poor rock at Hallandsås	
<i>Robert Sturk, Skanska Anläggning/KTH</i>	
<i>Johan Brantmark, Skanska Teknik/KTH</i>	

Injektering vid projektet tunnlar genom Hallandsås.....	147
Grouting at the project Tunnels through Hallandsås	
<i>Tommy Olsson, Golder Associates</i>	
<i>Magnus Nelson, Skanska</i>	

Lärdomar för framtiden	*
<i>Per Westlund, Skanska</i>	
<i>Miguel Guirao, Banverket Södra Regionen</i>	

* Endast muntlig presentation - oral presentation only

TEKNIK I TILLÄMPNING

CASE REPORTS

Introduktion: Bill Hustrulid

Shuttle Station 2, Arlandabanan - bergprojektering och uppföljning 161

Shuttle Station 2, Arlanda Fast Link - design and control

Yanting Chang, Karin Hellstadius, Vattenfall Hydropower

Mellanskivebrytning under fryst fyll - metodval, design och fullskaleförsök..... 175

Sill pillar mining beneath frozen fill - choice of method, design and large scale test

Per-Ivar Marklund, Per-Olov Andersson, Boliden Mineral

Anders Fredriksson, ADG Grundteknik

Drivning av vägtunnel under Hvalfjörður - en bergmekanisk sammanfattning..... 207

Excavation of a sub sea road tunnel at Hvalfjörður - conclusions on rock mechanical aspects

Arvid Taube, Fossvirki

Johan Brantmark, KTH/Skanska Teknik

Håkan Stille, KTH

ESTIMATING GROUND SUPPORT FOR UNDERGROUND OPENINGS IN HARD ROCK

C. Derek Martin

Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Sudbury, Canada

ABSTRACT

Estimating the support requirements for a tunnel requires knowledge of the depth of failure. A review of tunnels excavated in varying rock mass types and conditions, indicates that the depth of brittle failure around a tunnel can be estimated by using a strength envelope based solely on cohesion which in terms of the Hoek-Brown parameters implies that $m = 0$. It is proposed that in the brittle failure process peak cohesion and friction are not mobilized together, and that around underground openings the brittle failure process is dominated by a loss of the intrinsic cohesion of the rock mass such that the frictional strength component can be ignored for estimating the depth of brittle failure.

Case histories were analyzed using the Hoek-Brown failure criterion, with traditional frictional parameters and with the proposed brittle rock mass parameters: $m = 0$ and $s = 0.112$. The analyses show that use of a rock mass failure criteria with frictional parameters ($m > 0$) significantly underpredicts the depth of brittle failure while use of the brittle parameters provides good agreement with field observations. Analyses using the brittle parameters also show that in intermediate stress environments, where stress-induced brittle failure is localized, a tunnel with a flat roof is more stable than an tunnel with an arched roof. This is consistent with field observations. Hence, the Hoek-Brown brittle parameters can be used to estimate the depth of brittle failure around tunnels, the support demand-loads caused by stress-induced failure, and the optimum geometry of the opening.

1 INTRODUCTION

Failure of tunnels in hard rocks is a function of the in-situ stress magnitudes and the characteristics of the rock mass, i.e., the intact rock strength and the fracture network. At low in-situ stress magnitudes, the failure process is controlled by the continuity and distribution of the natural fractures in the rock mass. However as in-situ stress magnitudes increase, the failure process is dominated by new stress-induced fractures growing parallel to the excavation boundary. This fracturing is generally referred to as brittle failure. Attempts to predict either the onset of this brittle failure process or the maximum depth to

TABLE 1: Summary of criteria used to predict brittle failure and support around tunnels.

Reference	Criteria used to predict failure/support
Failure/Support Criteria	
Ortlepp et al. (1972)	Spalling initiated when $\sigma_1/\sigma_c > 0.2$
Wiseman (1979)	$SFC = (3\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c > 0.8$
Hoek and Brown (1980)	Stable unsupported opening; ($\sigma_1/\sigma_c \leq 0.1$) Minor spalling requiring light support; ($\sigma_1/\sigma_c = 0.2$) Severe spalling, requiring moderate support; ($\sigma_1/\sigma_c = 0.3$) Heavy support required; ($\sigma_1/\sigma_c = 0.4$) Tunnel very difficult to support; ($\sigma_1/\sigma_c \geq 0.5$)
Depth of Failure Criteria	
Stacey (1981)	Extension strain $\epsilon > \epsilon_{cr}$
AECL (Mine-by Experiment)	Constant Deviatoric Stress $\sigma_1 - \sigma_3 = 1/3\sigma_c$

which the brittle failure process will propagate, using traditional failure criteria based on frictional strength, have not met with much success (Pelli et al., 1991; Martin, 1997; Castro et al., 1996; Grimstad and Bhasin, 1997).

Recently, Martin (1997) showed that the maximum depth of stress-induced brittle fracturing around a circular test tunnel in massive granite could be approximated by a criterion that only considered the cohesive strength of the rock mass. Martin postulated that around underground openings the brittle-failure process is dominated by a loss of the intrinsic cohesion of the rock mass such that the frictional strength component can be ignored. This paper considers the applicability of this approach as a general criterion for estimating the depth of brittle failure around tunnels.

2 BRITTLE ROCK MASS STRENGTH

The strength of a rock mass is often estimated by back-analyzing case histories where examples of failure have been carefully documented. In brittle rock masses, failure around tunnels occurs in the form of spalling or fracturing, and back analyses involves establishing the stresses required to cause this fracturing. There have been various attempts to predict brittle failure and these have been summarized in Table 1. Most of the experience comes from square 3-m to 4-m tunnels in brittle rocks in South African gold mines.

The stability classification developed by Ortlepp et al. (1972) and Hoek and Brown (1980) in Table 1 is not directly transferable to other tunnel shapes as it

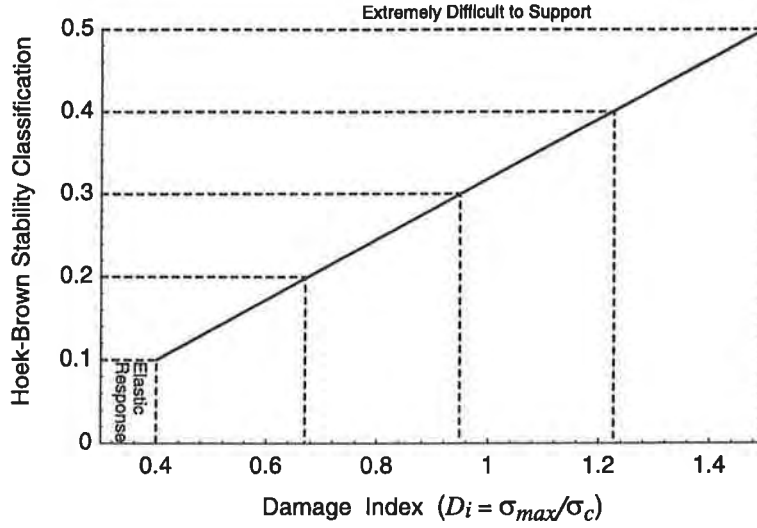


FIG. 1: Damage index expressed as a function of the ratio of the maximum tangential stress (σ_{max}) on the boundary of the tunnel to σ_c for the Hoek and Brown (1980) stability classifications given in Table 1.

only considers the far-field stress under a constant $K_o = 0.5$. The stress-induced failure process initiates at the stress concentrations near the boundary of the tunnel and therefore the maximum tangential stress at the boundary of the tunnel, which is a function of tunnel shape, must be considered. Wiseman (1979) attempted to overcome this limitation by considering the maximum tangential stresses at the sidewall of the excavation and proposed a sidewall stress concentration factor (SFC). In a detailed survey of 20 km of gold mine tunnels, Wiseman observed that the conditions for unsupported tunnels deteriorated rapidly when the sidewall stress concentration factor reached a value of about 0.8. Wiseman noted that the sidewall stress concentration factor provided the maximum tangential stress at the boundary of a circular opening but that none of the tunnels surveyed “was even approximately circular in cross section”.

The conversion of the Hoek and Brown (1980) classification expressed in Table 1 into terms which consider the maximum tangential boundary stress (σ_{max}) is given in Fig. 1. The ratio of σ_{max} to the laboratory short-term unconfined compressive strength (σ_c) will be referred to as the damage index (D_i). The damage index indicates that for $D_i \leq 0.4$ the rock mass is basically elastic and no visible damage is recorded. Hence the maximum rock mass strength near the opening, in the case histories used by Hoek and Brown (1980), is approximately $0.4\sigma_c$. In addition Fig. 1 shows that the Hoek and Brown category of Minor ($\sigma_1/\sigma_c = 0.2$) to Severe ($\sigma_1/\sigma_c = 0.3$) spalling corresponds to Wiseman’s $SFC = 0.8$.

Interestingly, all the stress-based criteria in Table 1 suggest that brittle failure can be estimated by considering either the far-field maximum stress (σ_1) or the maximum tangential stress ($3\sigma_1 - \sigma_3$) for near circular openings near the

boundary of the tunnel relative to the intact laboratory uniaxial rock strength (σ_c). The shear strength of a rock mass is usually described by a Coulomb criteria with two strength components: a constant cohesion and a normal-stress dependent friction component. However, for the criteria in Table 1 the frictional component is ignored. In 1980, Hoek and Brown proposed an empirical failure criterion that is now widely used in rock engineering and is usually expressed in the following form:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (1)$$

where σ_1 and σ_3 are the maximum and minimum effective stresses at failure. The empirical constants are related in a general sense to the angle of internal friction of the rock mass (m) and the rock mass cohesive strength (s) and Hoek and Brown (1980) provided a methodology for deriving the frictional and cohesive strength components for a given normal stress. For both the Coulomb or the Hoek-Brown failure criteria, it is implicitly assumed that the cohesive (c or s) and the frictional (ϕ or m) strength components are mobilized simultaneously.

Hoek and Brown (1980) suggested that m and s can be estimated by:

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \text{ and } s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \quad (2)$$

where m_i is the value of m for intact rock and RMR is the rock mass rating based on the classification system developed by Bieniawski. It can be seen from Equation 2 that as the rock mass quality improves, i.e., RMR approaches 100, the strength of the rock mass approaches the strength of the intact rock. For the boundary of a tunnel, where $\sigma_3 = 0$, Equation 1 reduces to:

$$\sigma_1 = \sqrt{s\sigma_c^2} \quad (3)$$

and for intact rock $s = 1$ such that at the boundary of a tunnel when failure occurs, σ_1 should be approximately equal to σ_c . However, Read and Martin (1996) have shown, from recent experience with the Mine-by test tunnel in massive intact granite ($RMR \approx 100$), that for even these conditions where the rock mass is intact s is approximately equal to 0.25 such that $\sigma_1 \approx 0.5\sigma_c$. This is in keeping with the South African experience described previously, where failure on the boundary of tunnels initiates at about $0.4\sigma_c$ or in terms of the Hoek-Brown parameter $s = 0.2$. While this approach is useful to establish the rock mass strength at zero confining stress it cannot be used to estimate the depth of failure, an essential parameter in designing the rock support for these tunnels.

Martin (1997) showed, based on microseismic evidence, that damage-initiation and the depth of failure around the Mine-by test tunnel could be approximated by a constant deviatoric stress; $\sigma_1 - \sigma_3 = 75 \text{ MPa}$ or $1/3\sigma_c$ (Table 1). Other researchers have also found that the initiation of fracturing in uniaxial laboratory tests occurs between 0.25 and $0.5\sigma_c$ for a wide variety of rock types and

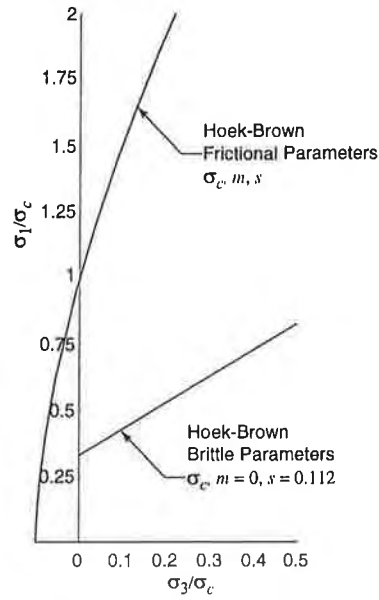


FIG. 2: Illustration of the Hoek-Brown envelope for frictional (σ_c, m, s) and brittle ($\sigma_c, m = 0, s = 0.112$) parameters.

concrete. The constant deviatoric stress equation proposed by Martin can be expressed in terms of the Hoek-Brown parameters as:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{s\sigma_c^2} \quad (4)$$

by setting the frictional constant m to zero to reflect that the frictional strength component has not been mobilized and $s = \sqrt{1/3} = 0.112$ (Fig. 2). Implicit in Equation 4 is the notion that the stress-induced brittle failure process, that occurs around tunnels, is dominated by cohesion loss caused by the growth of extension cracks near the excavation boundary. Stacey (1981) conducted laboratory tests and found that for most brittle rocks the critical strain for extension fracturing was only slightly dependent on confining stress and occurred in the region of $0.3\sigma_c$. Hence, Stacey's extension strain criterion is essentially identical to the Hoek-Brown criterion expressed in Equation 4. In other words the critical strain criterion corresponds to the proposed "cohesion loss before friction mobilization" model.

It is important to note that Equation 4 is only applicable when considering stress-induced brittle failure. It cannot be used to define regions of tensile failure as it overestimates the tensile strength of the rock mass. In the next section Equation 4, which was developed for the Mine-by test tunnel in massive granite, is used to estimate the depth of failure around tunnels in various rock masses.

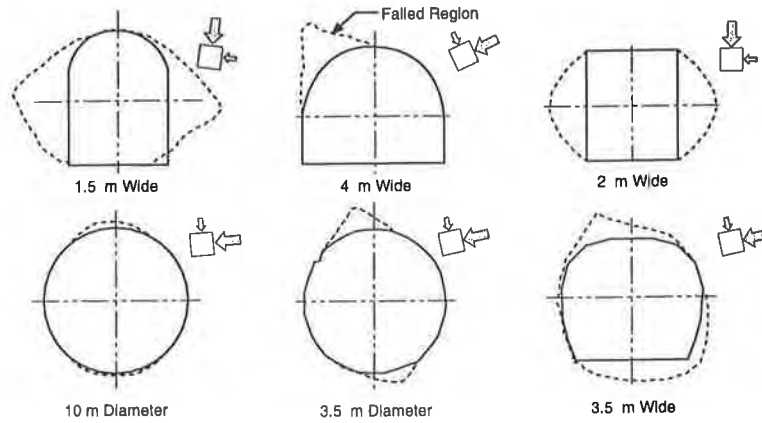


FIG. 3: Comparison of the failed (notch) region for tunnels of different size and shape with the orientation of the maximum and minimum in-situ stresses, in the plane of the excavation.

3 DEPTH OF STRESS-INDUCED FAILURE AROUND TUNNELS

A characteristic of stress-induced failure of tunnels in brittle rock is the notched-shape of the failure region and the associated slabbing and spalling that may occur in a stable manner or violently in the form of strainbursts. These slabs can range in thickness from a few millimetres to tens of centimetres and with large openings can be several square metres in surface area. Detailed observations, reported by Martin et al. (1997b) from the Mine-by Experiment, showed that the brittle failure process forms slabs that have very little cohesive strength between the slabs such that when subjected to gravitational loading they fall from the roof. Yet outside this notch region the rock mass was much less damaged and retained its integrity. For support design purposes this observation is extremely important as only the rock mass slabs inside the failure region need to be supported and the extent or depth of the failure zone determines the required bolt length.

Martin et al. (1996) reviewed case histories, where the depth and shape of failure around individual tunnels had been measured (Fig. 3). These case histories represent a wide range of stress, rock mass conditions and tunnel geometries, yet in all cases a well developed notch formed. The tunnels from these case studies have either a circular cross section or a D-shaped section. The depth to which the notch propagated in the case histories, is plotted in dimensionless form in Fig. 4. This depth of failure (R_f) in Fig. 4 has been normalized to either the tunnel radius or effective tunnel radius, and the maximum tangential stress (σ_{max}) has been normalized to σ_c . The data suggest that the depth of failure

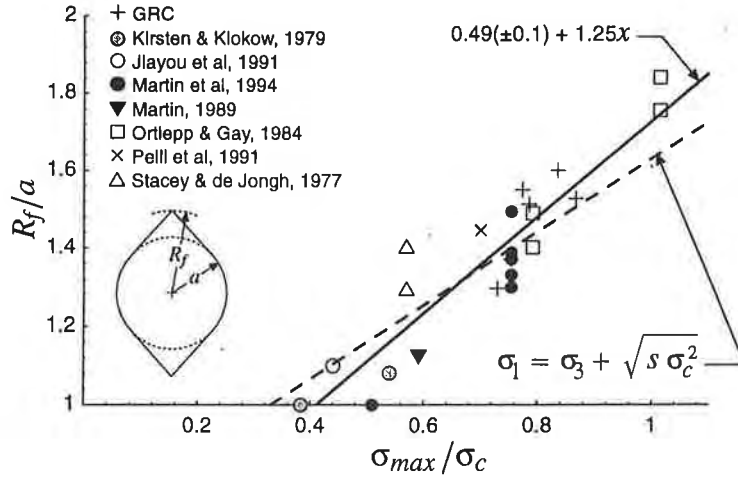


FIG. 4: The predicted depth of damage initiation using the Hoek-Brown brittle parameters given by Equation 4 compared to the measured.

can be approximated by a linear relationship given as:

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (5)$$

where $\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$ and that failure initiates when $\sigma_{max}/\sigma_c \approx 0.4 \pm 0.1$. This initiation of failure is in good agreement with the findings discussed previously in Fig. 1. Fig. 4 also shows the predicted depth of failure, using Equation 4, with $s = 0.112$ as the criteria for the initiation of damage. This results in a slight over-prediction of the normalized depth of failure in Fig. 4 for σ_{max}/σ_c between 0.34 and 0.6. However, the prediction shows a similar linear trend as that measured for the range of damage indexes considered.

4 APPLICATION OF HOEK-BROWN BRITTLE PARAMETERS

In the previous section most of the analyses, using Hoek-Brown brittle parameters, were applied to near circular openings in fairly massive rocks. In this section the same concepts are applied to other opening shapes and to rock masses that are described as anisotropic. All analyses in this section were carried out using the elastic boundary element program Examine2D (Curran and Corkum, 1995) or the plastic-finite element program Phase² (Curran and Corkum, 1997). In these programs the stability is expressed in terms of a Strength Factor which is analogous to the traditional factor of safety such that a Strength Factor < 1 implies failure or the region that is over-stressed.

4.1 Elastic versus Plastic Analyses

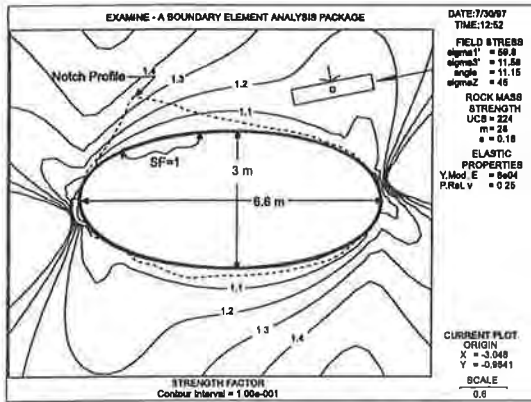
The theory of elasticity would suggest that the optimum shape of a tunnel is an ellipse with the major axis parallel to the direction of maximum in-plane stress, with the ratio of major ($2a$) to the minor ($2b$) axis of the ellipse being equal to the ratio of the maximum (σ_1) to minimum (σ_3) stresses in the plane of the excavation. This optimum shape produces uniform tangential stresses on the boundary of the excavation with the tangential stress equal to $\sigma_1 + \sigma_3$. Fairhurst (1993) pointed out however, that while the tangential stress is constant on the boundary it is not constant for the regions behind the boundary of the tunnel and should failure occur the inelastic region that develops for an elliptical shaped tunnel, is much larger than if the tunnel geometry were circular or an ellipse oriented parallel to the minimum stress axis.

Read and Chandler (1997) carried out an extensive study to evaluate the effect of tunnel shape on stability by excavating a series of ovaloid and circular openings at AECL's Underground Research Laboratory. Because of the extreme in-situ stress ratio ($K_o \approx 6$) it was not practical to excavate an ellipse of the optimum shape (e.g., 18 m by 3 m in dimension). As a compromise, they excavated an ovaloid 6.6 m wide and 3 m high in a granitic rock mass with the following average properties: In-situ stress $\sigma_1 = 59.6$ MPa, $\sigma_3 = 11.1$ MPa; $\sigma_c = 224$ MPa; Rock Mass Rating $RMR \approx 100$; Hoek-Brown constants $m = 28$, $s = 0.16$; Hoek-Brown Residual parameters $m_r = 1$ and $s_r = 0.01$.

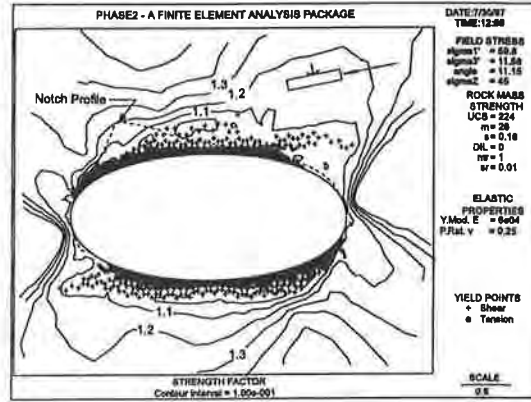
Fig. 5 shows the results from two analyses using Examine2D and the shape of the notched region that formed shortly after excavation (Read, pers. comm.). In the first analyses, the Hoek-Brown parameters are based on laboratory strength tests which gave $\sigma_c = 224$ MPa and $m = 28$, but with the parameter $s = 0.16$ to reflect that failure initiates at about $0.4\sigma_c$, consistent with the findings in Section 2. Those results are shown in Fig. 5a and indicate that the excavation is stable, i.e., the Strength Factor > 1 , except for a very thin (approximately 50 mm thick) zone.

One of the limitations of the two-dimensional elastic analyses is that it does not account for the effect of stress redistribution as failure progresses. Hoek et al. (1995) suggested that elastic-brittle-plastic analyses are adequate for most practical purposes. They indicated that in order to simulate the elastic-brittle-plastic failure process in Lac du Bonnet granite, the Hoek-Brown residual parameters should be assigned very low values, e.g., $m_r = 1$ and $s_r = .01$ to simulate brittle failure. Fig. 5b shows the results from the plastic-finite-element program Phase² with the parameters noted above. In this case failure is indicated as shown by the yield points in Fig. 5b. However, the location and depth of the notch is not captured by this approach and the results are very sensitive to the values for m_r and s_r which are difficult to determine.

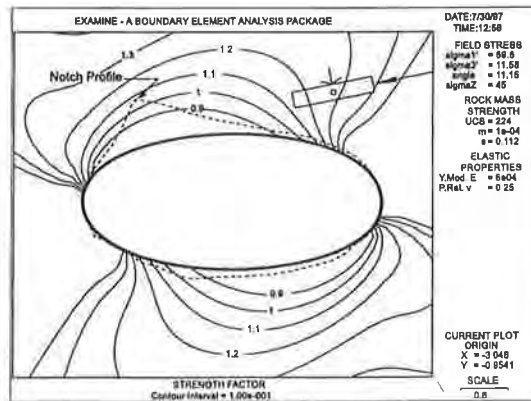
The elastic analysis was repeated with the Hoek-Brown brittle parameters ($m = 0$



(a) Elastic analysis with Hoek-Brown frictional parameters



(b) Elastic-brittle-plastic analysis

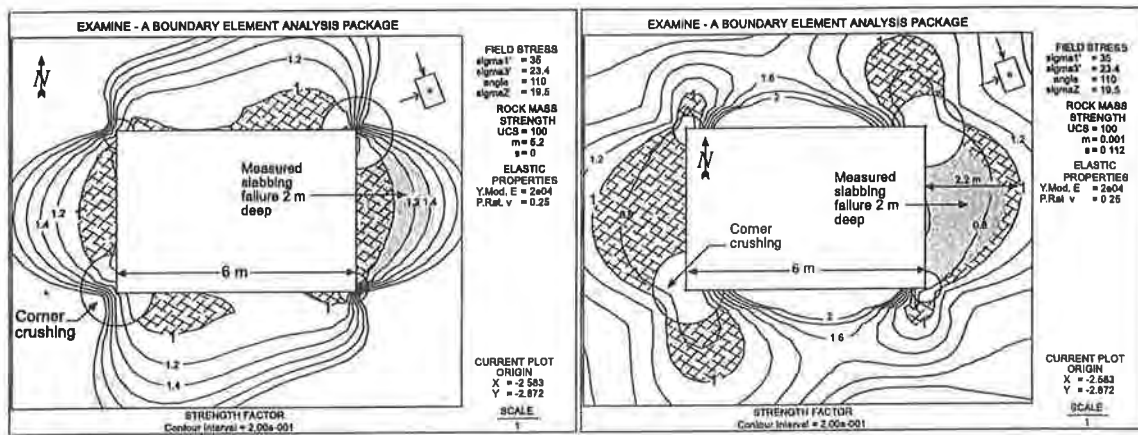


(c) Elastic analysis with Hoek-Brown brittle parameters

FIG. 5: Stability of a near-elliptical-shaped opening.

and $s = 0.112$) to estimate the depth of failure. Fig. 5c shows that this approach indicates that failure will occur but unlike the elastic-brittle-plastic analyses it more accurately predicts the maximum depth of failure. Most interestingly, this analyses also provides a good estimate of the extent of failure, encompassing nearly the entire roof of the excavation. This is consistent with field observations where Read (pers comm) reported that the slabs several centimetres thick formed over the width of the long side of the notch.

The case history in this section serves to illustrate that elastic analyses combined with the appropriate Hoek-Brown brittle parameters are adequate for practical purposes to estimate the depth and extent of the stress-induced failure zone in massive rocks. In the next sections this approach is used to analyze a rectangular opening in a moderately fractured anisotropic rock mass.



(a) Hoek-Brown frictional parameters

(b) Hoek-Brown brittle parameters

FIG. 6: Depth of failure of around shaft excavated in a foliated rock mass.

4.2 Anisotropic rock mass

In this well documented case history reported by Nickson et al. (1997), failure around an existing shaft occurred after adjacent mining caused elevated stresses in the vicinity of the excavation. The 4 m by 6 m shaft was excavated in anisotropic foliated metasediment rock mass with the following average properties: In-situ stress $\sigma_1 = 35$ MPa, $\sigma_3 = 23.4$ MPa; $\sigma_c = 100$ MPa; Rock Mass Rating $RMR = 66$; Hoek-Brown constants $m = 5.2$ and $s = 0$.

Nickson et al. (1997) carried out a detailed assessment of the damage to the shaft and noted the following (Fig. 6): (1) the rock in two opposite corners of the shaft was extensively crushed while the other corners showed only minor crushing; (2) the east and west walls of the shaft extensively spalled with the maximum depth of failure in the east wall extending to approximately 2 m and the depth of failure in the west wall being somewhat less; and (3) no evidence of spalling was observed on the north and south walls of the shaft.

Nickson et al. (1997) carried out extensive three-dimensional numerical analyses to determine the in-situ failure envelope needed to match the observed damage around the shaft. They concluded that the slope of the failure line in σ_1/σ_3 space was slightly less than 1, which implies that $m \approx 0$. Two-dimensional elastic analyses were carried out to determine whether the Hoek-Brown brittle parameters could capture some of the reported observations. Fig. 6a shows that the traditional Hoek-Brown parameters for this rock mass would indicate failure of the North and South walls with little failure at the Northeast and Southwest corners. This is clearly inconsistent with observations. However, the results from the analysis using the Hoek-Brown brittle parameters presented in Fig. 6b are in good agreement with the observations noted by Nickson et al. (1997). In

particular, the maximum depth of failure of the East wall, reported as 2 m, corresponds well with the predicted depth of 2.2 m. Interestingly, the Hoek-Brown brittle parameters predicted the non-symmetric crushing at the two corners, which also agrees well with observations.

5 DEPTH OF FAILURE AND TUNNEL SHAPE

The stress distribution around an excavation in an elastic rock mass is controlled by the shape of the excavation. For example, openings with corners or small radii of curvature will have high compressive stress concentrations in these locations. Hence, there is a tendency to increase the radius of curvature in the design of underground openings, to avoid overstressing of the rock mass. This is particularly evident in civil engineering where tunnels are frequently circular or horse-shoe shaped. In mining, development tunnels often have rectangular shapes with a slightly arched roof to also reduce stress concentrations in the roof. However, mining experience suggests that in intermediate-stress environments rectangular-shaped openings with a flat roof are often more stable than rectangular-shaped openings with arched roofs (Castro and McCreath, 1997). In the following, the Hoek-Brown frictional and brittle parameters are used to evaluate the stability of tunnels with both arched and flat roofs.

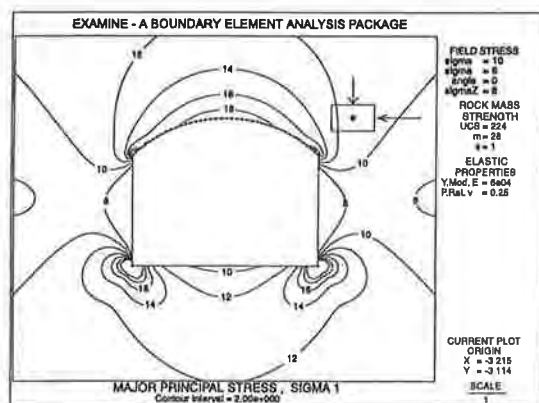
5.1 Arched roof: Low in-situ stress

In low-stress environments in the Canadian Shield (to approximately 250 m depth) the rock mass response tends to be elastic as the Damage Index is less than 0.4, and hence stability is controlled by the rock mass structure (see Fig. 1). Thus the optimum tunnel geometry should reduce the possibility of blocks falling from the roof. Brady and Brown (1993) have shown that sliding along a plane from the roof of a tunnel can be evaluated in two dimensions by:

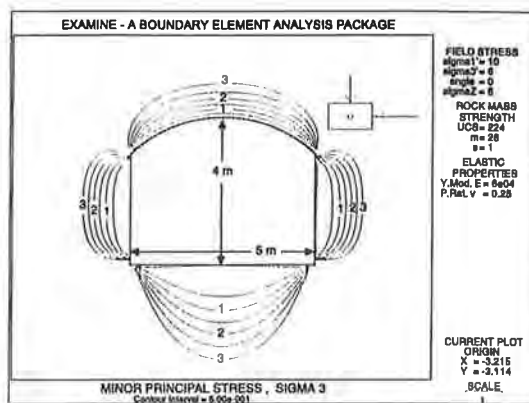
$$\sigma_{1f} = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \phi (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \phi (1 + \cos 2\beta)} \quad (6)$$

where σ_3 is the minimum principal stress in the plane, c is the cohesive strength, ϕ is the friction angle and β is the angle of the failure plane relative to σ_3 .

Equation 6 illustrates that the confining stress σ_3 plays a major role in structurally-controlled stability. Hence, an optimum tunnel geometry should reduce the region of low σ_3 close to the tunnel roof. Figs. 7 and 8 show the elastic principal stresses around a typical mine development tunnel with an arched and flat roof. Comparing Figs. 7 and 8, it is immediately evident that a flat roof causes a much bigger region of unloading, i.e., low σ_3 , and hence would promote structural failure. Thus in a low stress environment, an arched roof is a better choice in minimizing the potential for structurally-controlled failure.

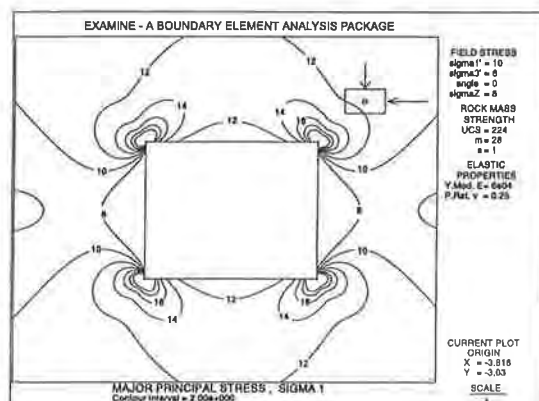


(a) Sigma 1

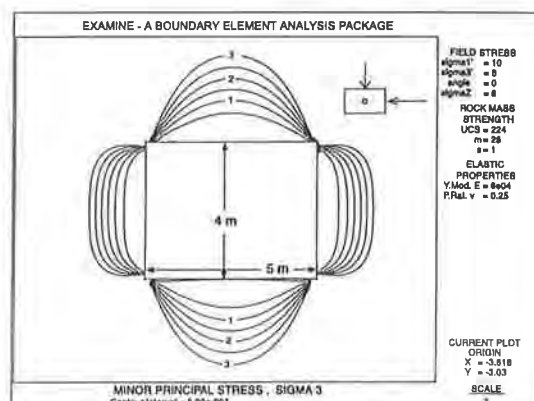


(b) Sigma 3

FIG. 7: Principal stresses around a tunnel with an arched roof in a rock mass with low in-situ stresses.



(a) Sigma 1



(b) Sigma 3

FIG. 8: Principal stresses around a tunnel with a flat roof in a rock mass with low in-situ stresses.

5.2 Arched roof: Intermediate in-situ stress

In an intermediate-stress environment in the Canadian Shield (approximately to 1500 m depth) the rock mass response is non-elastic as $D_i > 0.4$, and hence stability is controlled by the stress-induced damage in the roof (see Fig. 1). In order to optimize the tunnel shape in this stress environment, a failure criterion is required that adequately predicts the zone of failure. To evaluate whether a frictional-based failure criterion is appropriate for predicting the depth of stress-induced failure a case history is analyzed from a Canadian mine (S. Espley, pers comm).

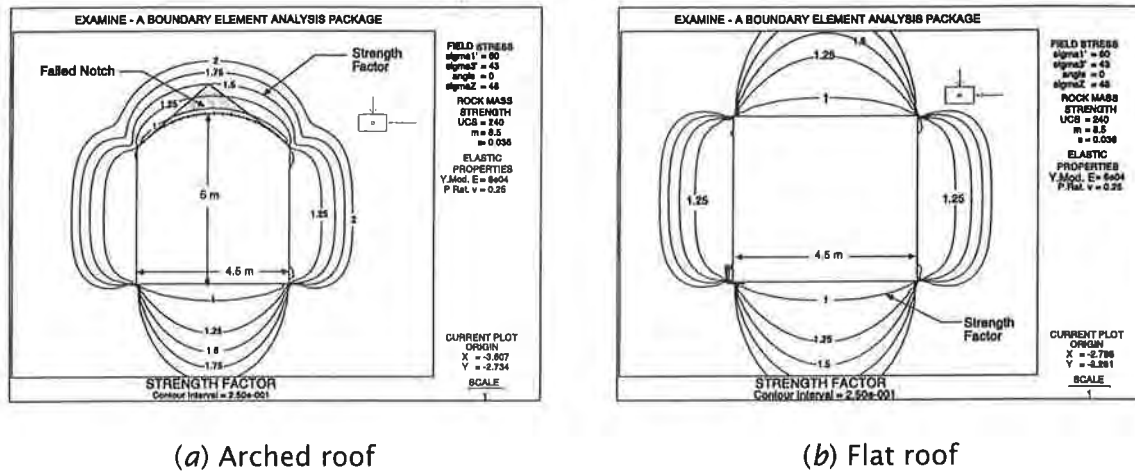


FIG. 9: Depth of failure using Hoek-Brown frictional parameters for a tunnel with a flat-roof and an arched roof.

A 4.5 m wide and 5 m high tunnel, with an arched roof, was excavated in a moderately jointed Granite gneiss rock mass with the following average properties: In-situ stress $\sigma_1 = 60$ MPa, $\sigma_3 =$ MPa, $\sigma_c = 240$ MPa; Rock Mass Rating $RMR = 70$; Hoek-Brown constants $m = 8.5$ and $s = 0.036$. Failure of the roof progressed during excavation of the tunnel to form a v-shaped notch to a depth of approximately 1 m, similar to that shown in Fig. 9. The tunnel roof geometry was changed from the 1-m-high arch to a flat roof. This change in geometry prevented the development of the notch in the flat roof and allowed the tunnel to be excavated with standard roof bolting. To determine if this change in geometry was the main reason for the rock mass response, the arched tunnel geometry was tried again after excavating without failure using the flat-roof. As soon as the first round was taken with the arched profile, failure occurred.

Fig. 9 shows the predicted depth of failure using the Hoek-Brown frictional parameters expressed as Strength Factor contours for the two geometries in the case history, an arched and a flat-roof tunnel. The Hoek-Brown frictional parameters predicts that the roof of both tunnels will be unstable and that the depth of failure for the flat-roof tunnel will be the greatest.

The same tunnel geometries described above were re-analyzed using Equation 4 and Hoek-Brown brittle parameters (Fig. 10). For this case, only the arched-roof tunnel is predicted to have extensive failure, extending laterally over the entire roof, and radially to a depth of about 1 m. From the analyses, the flat-roof opening should only experience localized failure at the corners and hence would require significantly less support, compared to the tunnel with the arched-roof. This prediction is in keeping with the field observations from the case history, i.e., the flat-roof tunnel is more stable than an arched-roof tunnel, and illustrates that conventional failure criteria are not adequate for estimating the depth of

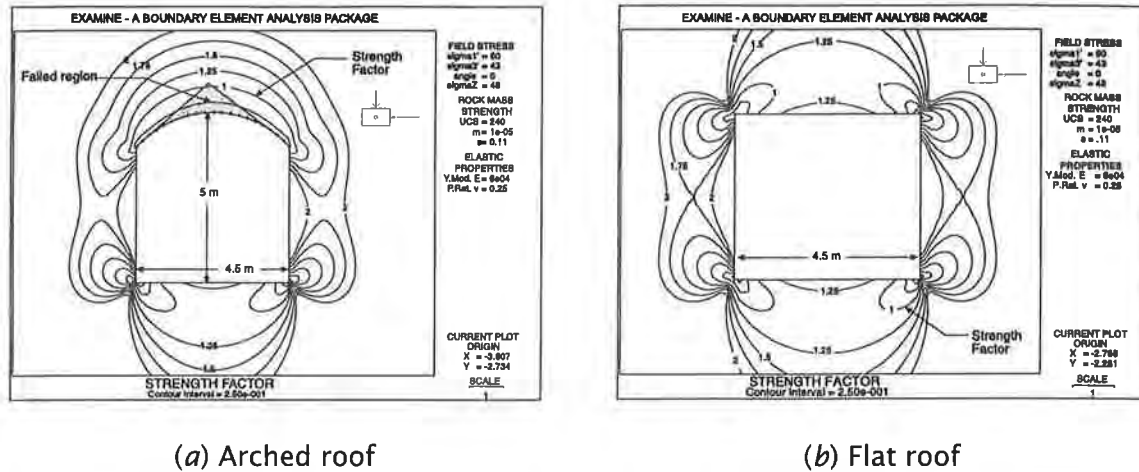


FIG. 10: Depth of failure using the Hoek-Brown brittle failure parameters (Equation 4) for a tunnel with a flat-roof and an arched roof.

stress-induced brittle failure. Thus for intermediate stress environments, a tunnel with a flat roof is more stable.

However, once in-situ stress magnitudes increase above those used in the case history example, e.g. at depths exceeding 1500 to 2000 m in hard rock, the advantages of the flat roof are diminished. At these higher stress magnitudes the rock mass fails over the entire span of the flat tunnel roof. For these situations the arched roof is more practical as there is less failed rock to support. Thus the choice of a flat or arched roof for the tunnel design is significantly influenced by the in-situ or mining-induced stress environment.

5.3 Optimizing tunnel shape using the Hoek-Brown brittle parameters

Martin et al. (1997a) showed that the shape of the tunnel could be used to control when brittle failure initiates for any given stress state. However in some situations, such as during the excavation of large caverns or openings in a mining environment, the final stress state will change significantly from the original stress state as sequential excavations are used to obtain the final geometry. From a support perspective it is important to know the effect of changing tunnel shape on the depth of brittle failure for various stress states.

Examine2D analyses were carried out to investigate the depth of brittle failure for various shaped openings in a good quality Granite gneiss rock mass in the Canadian Shield where: in-situ stress $\sigma_1 = 2\sigma_3$ and $\sigma_3 = 0.027 \text{ MPa/m} \times \text{Depth (m)}$; $\sigma_c = 240 \text{ MPa}$; Rock Mass Rating $RMR=70$; Hoek-Brown constants $m = 0$ and $s = 0.112$. The analyses used a vertical stress gradient equal to the weight of the overburden and a horizontal stress of twice the vertical stress, which is consistent with general stress trends for the Canadian Shield. In the

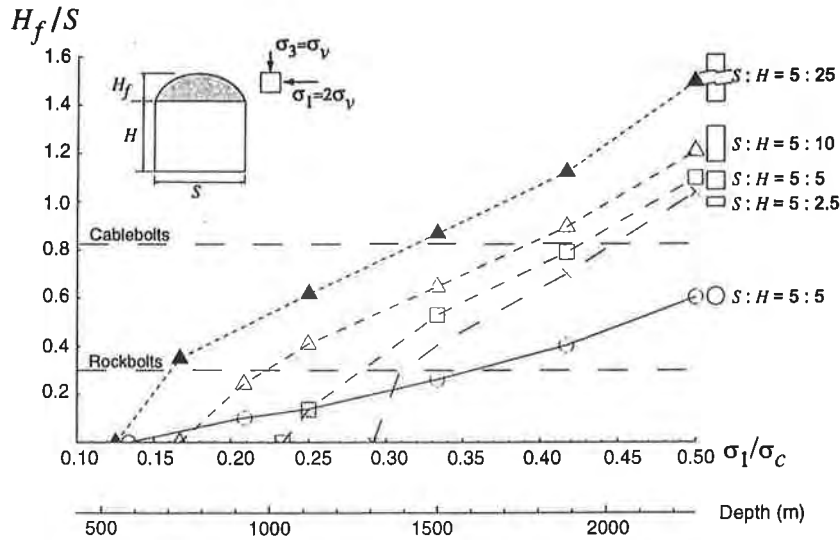


FIG. 11: Depth of brittle failure (H_f) in the roof of circular and rectangular shaped tunnels.

analyses, the excavation shapes had a constant span (S) or width of 5 m and a height (H) that varied from 2.5 to 25 m such that the span to height ratios ($S:H$) were 0.5, 1, 2 and 5. For all analyses, except the circular shaped tunnel, the geometries had a flat roof.

Fig. 11 show the results from these analyses in dimensionless form where the depth of brittle failure, measured vertically from the mid-span of the tunnel, is normalized to the span of the opening and the vertical depth of the excavation is expressed as the ratio of the far-field maximum stress to the unconfined compressive strength, e.g., a depth of 1000 m is expressed as $(1000 \times 0.027 \times 2)/240 = 0.225$. For a circular tunnel, the results show that the depth of brittle failure initiates at a depth of approximately 500 m ($\sigma_1/\sigma_c \approx 0.12$) and that the increase in the depth of brittle failure is approximately linear as the far-field stress magnitude increases. However, the tunnels with the flat-roofs ($S:H$ between 5:2.5 and 5:10) show that while the depth of brittle failure initiates at vertical depths far greater than 500 m, the depth of brittle failure quickly increases above that shown by the circular tunnel for a given ratio of σ_1/σ_c . Hence, once failure above the roof of the tunnel initiates, the advantages of a flat roof quickly diminishes.

In many civil and mining applications, support in tunnels with spans less than 5 to 10 m is achieved by the use of fully grouted rockbolts and/or cablebolts. Farmer and Shelton (1980) suggested that for rockbolts the length (L) of the bolt is related to the span (S) of the opening by:

$$L = 0.3S \quad (7)$$

and Hutchinson and Diederichs (1996) have suggested that the length should

be adjusted for cablebolts by adding two metres of embedment length such that the length is related to the span by:

$$L = 0.7S^{0.7} + 2 \text{ m} \quad (8)$$

These empirical design guidelines for the bolt length as a function of span are indicated as horizontal dash-lines in Fig. 11. This figure shows that while rock-bolts provide adequate support for brittle failure around a circular tunnel over a wide range of stress to strength ratios their effectiveness is significantly reduced for tunnels with flat roofs, particularly tunnels with span to height ratios greater than 1. Fig. 11 also shows that the extent of brittle failure, for the flat roof tunnels, extends outside the suggested support range of cablebolts at stress to strength ratios greater than about 0.35. Hence for these situations, the arched roof is more practical, as there is less failed rock to support.

6 CONCLUSIONS

Empirical evidence indicates that the initiation of stress-induced brittle failure occurs when the damage index, expressed as ratio of the maximum tangential boundary stress to the unconfined compressive strength of the rock mass, exceeds 0.4 ± 0.1 . When this condition occurs the depth of brittle failure around a tunnel in massive to moderately fractured rock can be estimated by using an elastic analysis with the following Hoek-Brown brittle parameters:

$$m = 0 \text{ and } s = 0.112.$$

The fundamental assumption in using these brittle parameters is that the failure process around the tunnel is dominated by cohesion loss associated with rock mass fracturing. Hence, it is not applicable to conditions where the frictional strength component can be mobilized and dominates the behaviour of the rock mass near the excavation boundary.

The relationship between the damage index and the normalized depth of brittle failure for near circular tunnels is linear. For the depth of brittle failure for non-circular tunnels, when normalized to the span and the far-field stress, it is non-linear. For support design purposes, these relationships can be used to determine the required bolt length and the anticipated gravity loading of the support. The Hoek-Brown brittle parameters can also be used to optimize the shape of openings.

In low-stress environments the arched-shape roof minimizes the region of low confining stresses and hence reduces the potential for structurally-controlled failure. In intermediate-stress environments the flat roof improves roof stability by forcing failure to occur in the corners of the excavation where the confining stress helps to contain the extent of stress-induced fractures. At higher stress magnitudes fracturing extends across the full span of the tunnel roof as the

deviatoric stresses exceed $1/3\sigma_c$. For these situations the arched roof is again more favourable as there is less failed rock to support. Thus the choice of a flat or arched roof for the tunnel design depends on the in-situ stress environment.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada and through collaboration with the hard rock mining industry in Northern Ontario.

REFERENCES

- Brady, B. H. G. and E. T. Brown, 1993. *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman and Hall, London, 2nd edn.
- Castro, L. A. M. and D. R. McCreath, 1997. How to enhance the geomechanical design of deep openings. In: *Proc. 99th CIM Annual General Meeting*, Vancouver, pp. 1-13. Canadian Institute of Mining, Montreal.
- Castro, L. A. M., D. R. McCreath and P. Oliver, 1996. Rockmass damage initiation around the Sudbury Neutrino Observatory cavern. In: *Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium*, Montreal (Edited by M. Aubertin, F. Hassani and H. Mitri), vol. 2, pp. 1589-1595. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Curran, J. H. and B. T. Corkum, 1995. *Examine^{2D}-A 2D boundary element program for calculating stresses around underground excavations in rock*, Version 5. Rock Engineering Group, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Curran, J. H. and B. T. Corkum, 1997. *Phase²-A 2D plastic-finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations*, Version 1. Rock Engineering Group, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Fairhurst, C., 1993. Analysis and design in rock mechanics-The general context. In: *Comprehensive Rock Engineering - Rock Testing and Site Characterization* (Edited by J. A. Hudson), vol. 2, pp. 1-29. Pergamon Press, Oxford.
- Farmer, I. W. and P. D. Shelton, 1980. Factors that affect underground rockbolt reinforcement systems. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy* (Section A: Mining Industry), **89**:A68-A83.
- Grimstad, E. and R. Bhasin, 1997. Rock support in hard rock tunnels under high stress. In: *Proc. Int. Symp. on Rock Support-Applied Solutions for Underground Structures*, Lillehammer (Edited by E. Broch, A. Myrvang and G. Stjern), pp. 504-513. Norwegian Society of Chartered Engineers, Oslo.
- Hoek, E. and E. T. Brown, 1980. *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E., P. K. Kaiser and W. F. Bawden, 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Hutchinson, D. J. and M. S. Diederichs, 1996. *Cablebolting in Underground Mines*. BiTech Publishers Ltd., Richmond.

- Martin, C. D., 1997. Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Can. Geotech. J.*, **34**(5):698-725.
- Martin, C. D., P. K. Kaiser and J. M. Alcott, 1996. Predicting the depth of stress-induced failure around underground openings. In: *Proc. 49th Canadian Geotechnical Conference*, St. John's, vol. 1, pp. 105-114. C-CORE, St. John's.
- Martin, C. D., D. R. McCreath and M. Stochmal, 1997a. Estimating support demand-loads caused by stress-induced failure around underground openings. In: *Proc. Int. Symp. on Rock Support - Applied solutions for underground structures*, Lillehammer (Edited by E. Broch, A. Myrvang and G. Stjern), pp. 235-248. Norwegian Society of Chartered Engineers, Oslo.
- Martin, C. D., R. S. Read and J. B. Martino, 1997b. Observations of brittle failure around a circular test tunnel. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, **34**(7):1065-1073.
- Nickson, S., D. Sprott, W. F. Bawden and A. Coulson, 1997. A geomechanical study for a shaft wall rehabilitation program. In: *Proc. 99th CIM Annual General Meeting*, Vancouver, pp. 1-20. Canadian Institute of Mining, Montreal.
- Ortlepp, W. D., R. C. O'Ferrall and J. W. Wilson, 1972. Support methods in tunnels. *Association of Mine Managers of South Africa. Papers and Discussion*, pp. 167-195.
- Pelli, F., P. K. Kaiser and N. R. Morgenstern, 1991. An interpretation of ground movements recorded during construction of the Donkin-Morien tunnel. *Can. Geotech. J.*, **28**(2):239-254.
- Read, R. S. and N. A. Chandler, 1997. Minimizing excavation damage through tunnel design in adverse stress conditions. In: *Proceedings of the International Tunnelling Association World Tunnel Congress*, Vienna, vol. 1, pp. 23-28. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Read, R. S. and C. D. Martin, 1996. Technical summary of AECL's Mine-by Experiment Phase 1: Excavation response. AECL Report AECL-11311[†], Atomic Energy of Canada Limited.
- Stacey, T. R., 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **18**:469-474.
- Wiseman, N., 1979. Factors affecting the design and condition of mine tunnels. Research Report 45/79, Chamber of Mines of South Africa, Pretoria, South Africa.

CLAB ETAPP II – BERGMEKANISK UTREDNING AV STABILITETEN OCH INVERKAN AV VIBRATIONER PÅ BEFINTLIGT BERGRUM

CLAB stage II – Rock mechanic analysis of the stability and the effect of vibrations on the existing rock cavern.

*Anders Fredriksson, ADG Grundteknik
Håkan Stille, KTH*

INLEDNING

SKB planerar att bygga ut lagringskapaciteten för utbränt kärnbränsle vid CLAB i Oskarshamn genom att spränga ut ett nytt bergrum parallellt med befintligt bergrum, se figur 1. Det befintliga bergrummet be-nämns i fortsättningen CLAB 1 och det planerade bergrummet CLAB 2. Stabiliteten och funktionen hos det befintliga bergrummet, CLAB 1, får inte äventyras vid uttag av det nya bergrummet. För att studera dessa frågor har två utredningar genomförts. En bergmekanisk analys [2] och en analys om sprängnings-inducerade dynamiska belastningar [3].

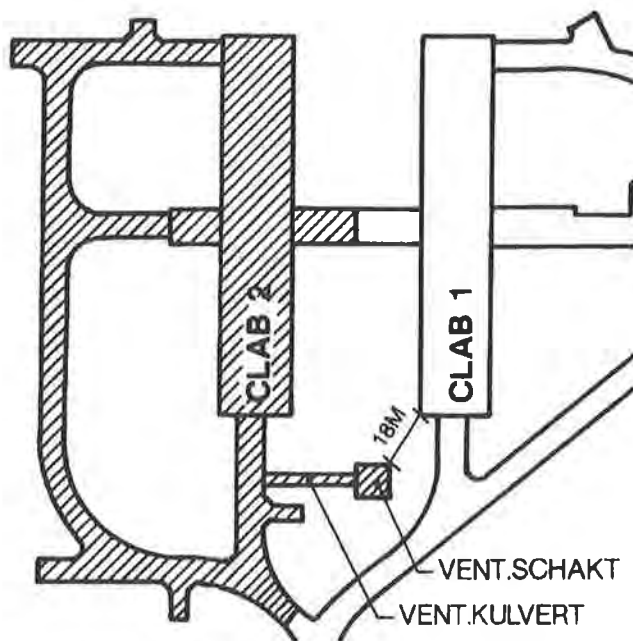
Den bergmekaniska analysen syftade till att bestämma minsta avstånd mellan bergrummen och för detta avstånd:

- visa att utschaktningen av bergrum 2 inte påverkar stabiliteten hos bergrum 1,
- visa att bergpelaren mellan bergrummen är stabil,
- att bestämma erforderlig förstärkningsnivå för bergrum 2,
- visa att stabiliteten är bestående p g a bergets uppvärmning under drifttiden.

Syftet med analysen av sprängningsinducerade dynamiska belastningar var att ange erforderliga restriktioner med avseende på uttagsordningen och sprängplan för att inte äventyra stabiliteten och funktion hos det befintliga bergrummet. I första hand beaktas risken för skador på berget, berg-förstärkningen och betongkonstruktionerna i CLAB 1. Utredningen beaktar de speciella och stora krav som denna typ av anläggning ställer.

Följande personer har deltagit i dessa utredningar:

H Stille, Geokonsult Stille AB
A Fredriksson, ADG Grundteknik KB
S-E Johansson, Nitro Consult AB
B Niklasson, Skanska Teknik



Figur 1. Planerade utbyggnad i förhållande till nuvarande anläggning.
Planned expansion close to the existing rock cavern.

BERGMASSANS EGENSKAPER

Initialspänningar i bergmassan

Mätningar av det initiella spänningstillståndet innan bergrummet CLAB 1 byggdes visar en variation av den horisontella spänningen i intervallet 3 - 9,5 MPa. Den största huvudspänningen är ca 9,5 MPa och bildar en vinkel av 50 ° mot rummens längdaxel samt stupar ca 18 ° mot väster. Största huvudspänningens riktning är i stort parallell med de större sprickzoner som genomkorsar området. Vinkelrätt mot denna huvudspänning är horisontalspänningen ca 3,0 MPa och stupar ca 22 ° mot sydost. Horisontalspänningen mot ett vertikalt plan parallellt med rummens längdaxel är ca 5,5 MPa. Under detaljprojekteringen kommer ytterligare spänningsmätningar att utföras.

Mekaniska egenskaper

Med ledning av den geologiska uppföljningen och utförda undersökningar har bergmassan klassats enligt RMS-systemet (Stille et al 1982). Klassningen visar att bergmassans enaxliga tryckhållfasthet kan variera i intervallet 5 - 12 MPa och bergmassans elasticitetsmodul i intervallet 40 - 60 GPa.

En kalibrering av bergmassans egenskaper som utfördes med utgångspunkt från de deformationsmätningar som utfördes när bergrummet CLAB 1 utsprängdes. Materialdata enligt tabell 1 gav den bästa överensstämmelsen mellan mätningar och beräkningar. Dessa materialdata har använts i de fortsatta analyserna.

Tabell 1. Materialegenskaper för bergmassan

Elasticitetsmodul	40 GPa
Poissons tal	0,2
Volymvikt	2,6 ton/m ³
Bergmassans enaxliga tryckhållfasthet, T_c	5,0 MPa
Kohesion	1,3 MPa
Friktionsvinkel, φ	35 °
Dilatansvinkel, Ψ	10 °
Draghållfasthet	0,0 MPa
Kohesion residual	1,3 MPa

Termiska egenskaper

Bergmassans termiska egenskaper har valts med ledning av de beräkningar som redovisas i [1]. Dessa egenskaper har bestämts med utgångspunkt från angivna värden i litteaturen och de jämförelser mellan beräknat och uppmätt temperatur-utveckling som redovisas i [1]. I tabell 2 visas en sammanställning av termiska egenskaper.

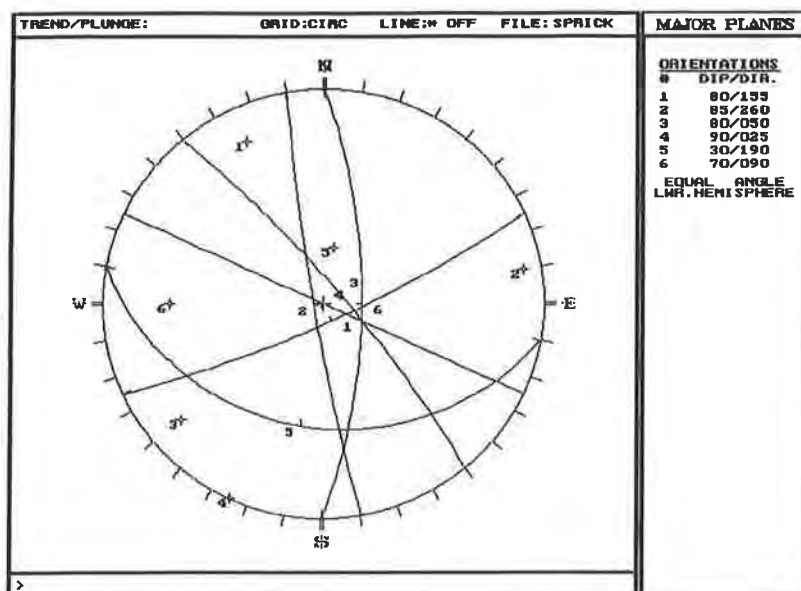
Utgångstemperaturen i bergmassan har satts till 7,5° C. Temperaturen längs bergmassans överyta har antagits konstant lika med 7,5° vid beräkning av den transienta värmestömningen.

Tabell 2. Termiska egenskaper hos bergmassan

Värmekonduktivitet	5 W/(m · grad)
Värmekapacitet	$2,2 \cdot 10^6 \text{ W} \cdot \text{s} / (\text{m}^3 \cdot \text{grad})$
Längdutvidgningskoefficient	$8,3 \cdot 10^{-6}$

Spricksystem

Sex stycken spricksystem har identifierats från polpunktsdiagrammen (med över 400 karterade sprickor) i tunnelkarteringarna från tillfartstunnel och CLAB 1 och från hållkarteringar. Spricksystemens polpunkter redovisas i figur 2. De angivna värdena är medelvärden för spricksystemen.



Figur 2. Spricksystemens stereoprojektioner och polpunkter.
Stereographic projection of great circles and poles.

AVSTÅND MELLAN BERGRUMMEN

Linjärelastiska 2-dimensionella analyser med programet BEFE har utförts för tre olika avstånd mellan rummen, 30, 40 och 50 m. Initialspänningarna har satts lika med spänningarna i x-z planet. I tabell 3 redovisas siffervärdet på förändringarna i taket på CLAB 1. Spänningsförändringen gäller strax innanför bergrumskonturen, negativt tecken är en minskning av tryckspänningen. En rörelse uppåt och mot öster är positiv.

Tabell 3. Förändringar i tak CLAB 1 vid uttag av CLAB 2.

Pelarebredd, m	Förändring av horisontella tryckspänningen, MPa	Deformation i horisontalled, mm	Deformation i vertikalled, mm
30	-2,21	-1,50	-1,80
40	-1,70	-1,4	-1,20
50	-1,54	-1,4	-0,82

Förändringarna i väggen mot blivande CLAB 2 redovisas i tabell 4 och i motstående vägg i tabell 5.

Tabell 4. Förändringar i vägg mot väster i CLAB 1 vid uttag av CLAB 2.

Pelarebredd, m	Förändring av vertikal tryckspänningen i vägg MPa	Deformation i horisontalled, mm	Deformation i vertikalled, mm
30	2,43	-1,40	-0,87
40	1,53	-1,20	-0,68
50	0,97	-1,10	-0,47

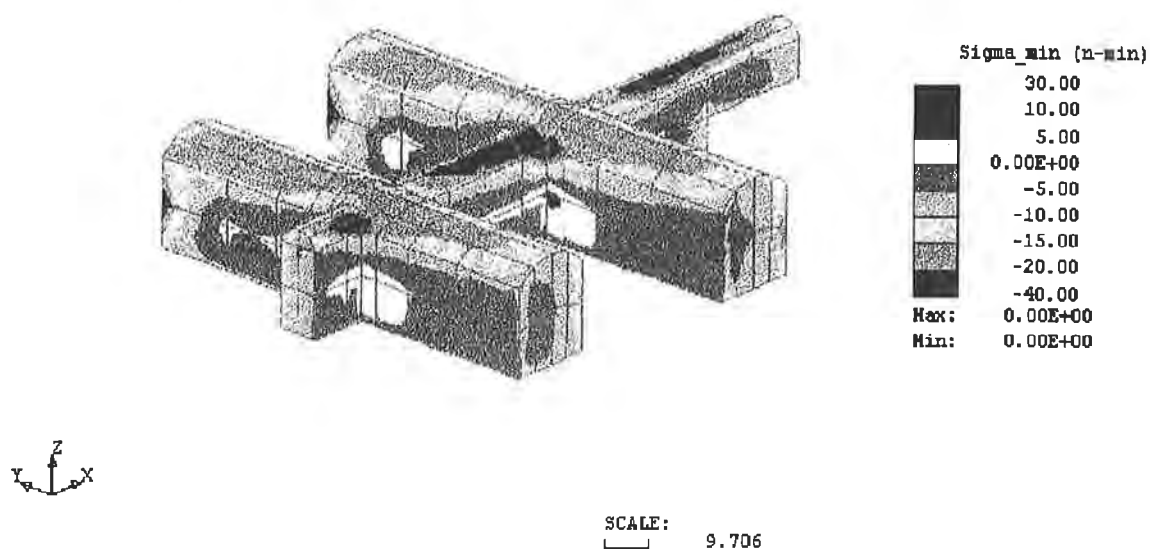
Tabell 5. Förändringar i vägg mot öster i CLAB 1 vid uttag av CLAB 2.

Pelarebredd, m	Förändring av vertikal tryckspänningen i vägg MPa	Deformation i horisontalled, mm	Deformation i vertikalled, mm
30	0,80	-0,36	-0,63
40	0,53	-0,42	-0,42
50	0,35	-0,45	-0,28

Det framgår av tabellerna att vid en ökning av pelarebredden från 30 till 40 m minskar påverkan mer än när pelarebredden ökas från 40 till 50 m. En ökning av pelarebredden över 40 m ger bara en liten skillnad i tryckspänningar och deformationer. En minskning av tryckspänningen i taket med 1,70 MPa och en ökning av tryckspänningen i väggen med 1,53 MPa vid en pelarebredd av 40 m bedöms inte ge upphov till några stabilitetsproblem.

För pelarebredden 40 m har en tredimensionell analys utförts där båda rummen modellerats med boundaryelement och där initialspänningstillståndet har satts till det tredimensionella tillståndet. Bergmassan har modellerats med en linjärelastisk modell. I figur 3 visas nivåkurvor över största tryckspänningen längs bergrumskonturerna. Största tryckspänningarna uppkommer i södra delen av taket i förbindelsegången mellan rummen. De elastiskt framräknade spänningarna överstiger här 20 MPa medan de i bergrumstakens västra halva ligger i intervallet 15 - 20 MPa och 10 - 15 MPa i östra halvan.

Med ledning av de utförda analyserna rekommenderas en pelarebredd mellan rummen av 40 m.



Figur 3. Nivåkurvor över största tryckspänningen längs rumskonturen.
Iso curves over compression stresses along the contour of the cavern.

KILSTABILITET

I hårt sprickigt berg, vid normala bergtäckningar och insituspänningsförhållanden, beror de vanligaste stabilitetsproblemen på att kilar i tunnelväggar och tak faller ur. I värsta fall rubbas valvbildningen då urfall sker i valvbågen eller i upplagen. Den globala stabiliteten säkerställs genom att bergmassan i sig själv har tillräcklig hållfasthet.

Förstärkningen måste således dimensioneras med hänsyn till de olika kilar som kan falla ut. Då kilstorleken är beroende av de olika spricksystemens strykning, stupning och spricklängder bör olika kombinationer av observerade spricksystem testas för att avgöra vilken kombination som blir dimensionerande.

Metodik

Beräkningarna har baserats på den information om spricksystemen och dess egenskaper som finns i tillgängliga geologiska förundersökningar, se även figur 2. De dominerande spricksystemen har kombinerats i troliga kombinationer. De sex spricksystemen har kombinerats i 10 olika kombinationer och analyserats med programmet Unwedge. I tabell 6 visas de kombinationer som har analyserats. I alla kombinationer finns det vanligaste förekommande spricksystemet, J1, med.

Stabilitetsanalysen har i ett första steg utförts utan förstärkning för att sedan analyseras med den förstärkning som finns installerad i CLAB 1, enligt tabell 7.

Tabell 6. Analyserade kombinationer.

Spricksystem	kil 1	kil 2	kil 3	kil 4	kil 5	kil 6	kil 7	kil 8	kil 9	kil 10
J1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
J2	X	X	X	X						
J3	X				X	X	X			
J4		X			X			X	X	
J5			X			X		X		X
J6				X			X		X	X

Tabell 7. Förstärkning, dimensioner och hållfasthet.

Kamstålsbult, Ks40	Dimensioner $\phi = 25 \text{ mm}$, $L = 4 \text{ m}$ c/c = 2 m	Hållfasthet Sträckgräns = 370 MPa
Sprutbetong, K40	t = 100 mm (tak) 50 mm (vägg)	Vidhäftning = 0,5 MPa

Har kilar med låg säkerhetsfaktor upptäckts så har förstärkning med sprutbetong och systematisk bultning applicerats i modellen, enligt tabell 7. I tabell 8 visas en sammanställning av beräknade säkerhetsfaktorer för de olika kilarna i tak respektive väggar.

Tabell 8. Sammanställning av beräknade säkerhetsfaktorer

	Tak	Öster vägg	Väster vägg	Norr gavel	Syd gavel
Kil 1	2,0 (hög kil)	24,0	43,6	30,6	+ inf
Kil 2	0,3 (hög kil)	38,7	92,4	81,5	*
Kil 3	7,7	25,0	64,0	3,3	+ inf
Kil 4	(geometri)	19,6	28,3	184,8	*
Kil 5	0,9 (hög kil)	----	----	2,5	*
Kil 6	(flack kil)	2,6	6,7	19,8	*
Kil 7	-nan (hög kil)	2,6	22,0	75,8	*
Kil 8	(flack kil)	2,6	23,0	6,1	*
Kil 9	-nan (hög kil)	----	----	18,2	+ inf
Kil 10	-nan (flack kil)	24,7	6,2	174,1	+ inf

* kil utan risk för utfall

--- Inga kilar bildas

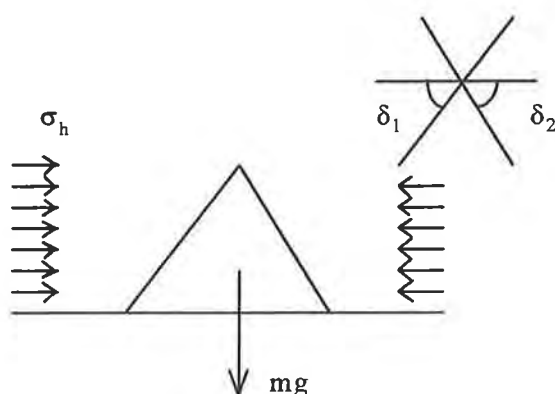
-nan = säkerhetsfaktorn kan ej beräknas

För kilkombinationer 1, 2, 5, 7 och 9 kan ej takkilar stabiliserats med den föreslagna förstärkning. Dessa kilar som visar instabilitet är höga och erfarenheter av bergbyggande visar att höga kilar spänns in av omgivande horisontaltryck i bergmassan, dvs friktionskrafterna ökar längs glidplanen. Beräkningar av minsta erforderliga horisontalspänning för att stabilisera dessa kilar har därför utförts.

Följande antaganden har gjorts i beräkningarna:

- friktionsvinkeln är lika för alla sprickytorna
- tunneltaket är horisontellt
- horisontalspänningen är lika i alla riktningar

Dessa antaganden har möjliggjort beräkning av den horisontalspänning som erfordras för att stabilisera kilen. Med krafter som verkar på kilen enligt figur 4 har en jämviktsekvation i vertikalled ställts upp.



Figur 4. Krafter som verkar på kilen.
Forces acting on the wedge.

Beräkningarna har utförts för spricksystemkombinationer 1, 2, 5, 7 och 9. Resultaten finns redovisade i tabell 9.

Tabell 9. Resultat av horisontalspänningsberäkningar.

Kilkombination	Minsta erforderliga horisontalspänning
1) $\delta_1=80$ $\delta_2=85$ $\delta_3=80$	$\sigma_h = 44$ KPa
2) $\delta_1=80$ $\delta_2=85$ $\delta_3=90$	$\sigma_h = 37$ KPa
5) $\delta_1=80$ $\delta_2=80$ $\delta_3=90$	$\sigma_h = 12$ KPa
7) $\delta_1=70$ $\delta_2=80$ $\delta_3=80$	$\sigma_h = 108$ KPa
9) $\delta_1=70$ $\delta_2=90$ $\delta_3=80$	$\sigma_h = 31$ KPa

Beräkningarna har utförts med en säkerhetsfaktor lika med två. De horisontalspänningar som behövs för att stabilisera dessa kilar är små.

Stabilitet av kilar mellan bultar

Bergkilar som kan bildas mellan bergbultarna måste stabiliseras av sprutbetongen antingen genom vidhäftning mellan sprutbetongen och berg eller bäras av sprutbetongen mellan upphängningspunkterna i bultarna.

Sprutbetongens vidhäftning mot bergytan beror förutom eventuell vattenförekomst på bergytans baskaffenhet, dvs mineralsammansättning, råhet och hur väl den är rengjord. Vid beräkning av erforderlig vidhäftning för att förhindra nedfall av ett block med den karaktäristiska tyngden P_k används följande uttryck.

$$\frac{\tau_{ad,k}}{\gamma_n \gamma_m \gamma_{rd}} \cdot \delta \cdot O_m - P_k \geq 0$$

$\tau_{ad,k}$ = karaktäristisk vidhäftning

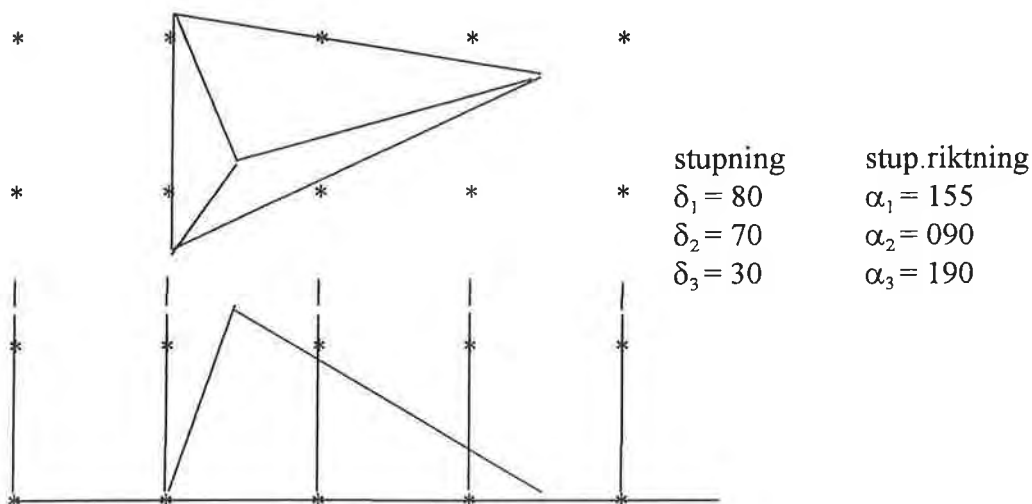
$\gamma_m \gamma_n$ = säkerhetsfaktor (2,0)

$\gamma_{rd} = 1,0$

δ = bredden på den lastupptagande ytan

O_m = blockets omkrets

Enligt förstärkningsritningar har systematisk bultning utföras c/c 2,0 m. Storleken av block som skall bäras av sprutbetongen begränsas därmed av det kvadratiske runtnät som bergbultarna bildar. Formen på det block som kan falla ut bestäms av sprickornas geometri. Största flacka kil som bildats enligt de givna sprickplanen är kil 10. Erforderlig vidhäftning skall därför testas mot denna kil.



Figur 5. Största tänkbara flacka kil som kan falla ut mellan bultarna.
The largest wedge that can fall out in between the rock bolts.

Vid en sprutbetongtjocklek av 100 mm erfordras en vidhäftningshållfasthet av cirka 0,5 MPa.

Är vidhäftningen dålig mellan sprutbetong och berg eller om berget är mycket uppsprucket måste sprutbetongen förankras med bergbultar. Sprutbetongen överför

lasten till bultarna genom balkverkan eller plattverkan mellan bultarna. För att bultarna skall kunna ta upp lasten måste de förses med brickor.

Två typer av brott kan uppträda, böjbrott eller genomstansning av bultbrickor.

Böjbrott kring bultbricka

Den momentupptagande förmågan hos fiberarmerad sprutbetong, R_m , kan beräknas enligt följande ekvation.

$$R_m = \frac{f_{flek} \cdot h^2}{\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{rd} \cdot 6}$$

där

h = fiberarmerade sprutbetongens tjocklek

f_{flek} = sprutbetongens sprickspänning

$\gamma_n, \gamma_m, \gamma_{rd}$ = partialkoefficienter enligt BKR 94 avsnitt 7:3

I säkerhetsklass 3 sätts γ_n till 1,2, γ_m till 1,15 och γ_{rd} till 1,0.

Sprickspänningen kan uppskattas till 4,4 MPa, vid en fiberhalt, μ_s , på 1,00%.

Sprutbetongens sprickspänning, f_{flek} , skall kontrolleras genom provning.

Stansbrott kring bultbricka

Stansbrottlasten för en cirkulär bricka beräknas enligt

$$F_B = \tau_n \cdot d \cdot \pi \cdot (D + d)$$

där D är brickans diameter, d är sprutbetongens tjocklek och τ_n är en nominell skjuvspänning. För sprutbetong K40 är τ_n lika med 2,0 MPa [4]. Stansbrottlasten för en bricka med diametern 160 mm blir då 160 kN och för en bricka med diametern 200 mm 190 kN vid en sprutbetongtjocklek av 100 mm. Detta skall jämföras med brottlasten för en bult med diametern 25 mm, K_s 40, som är 180 kN. Belastningen i bulten från bergkilar som belastar sprutbetongen uppgår maximalt till 50 kN.

STORSKALIG STABILITET

För att kontrollera den storskaliga stabiliteten vid uttag av CLAB 2 har en 2-dimensionell elastoplastisk analys med finitaelementprogrammet JOBFEM utförts. För att

begränsa modellens utsträckning har symmetri antagits kring centrumlinjen genom CLAB 1. Pelarbredden mellan bergrummen har satts till 40 m.

Initialtillstånd innan uttag av CLAB 2

För att erhålla ett starttillstånd vad gäller temperaturer och spänningstillstånd i bergmassan har uttag av CLAB 1 och inverkan av uppvärmning av bergmassan simulerats. Analysen har utförts på samma sätt som finns beskrivet i (6). Det initiala spänningstillståndet innan uttag av CLAB 1 har i vertikalled antagits motsvara vikten av överliggande berg och spänningen i horisontalled har satts lika med 5,45 MPa. Bergmassans egenskaper har ansatts enligt tabell 2. Bultförstärkning motsvarande # 2,0 m har införts i modellen. Bultlängd i tak 4,0 m och i väggar 6,0 m.

Temperatur och spänningstillståndet 1 januari 1997 har antagits gälla när CLAB 2 tas ut.

Uttag av CLAB 2

Uttag av CLAB 2 har simulerats i fyra steg motsvarande uttag av galleri och tre pallar. I varje uttagssekvens har först en elastisk beräkning utförts, därefter har bultförstärkning motsvarande den i CLAB 1 införts och bergmassan har tillåtits att plasticera.

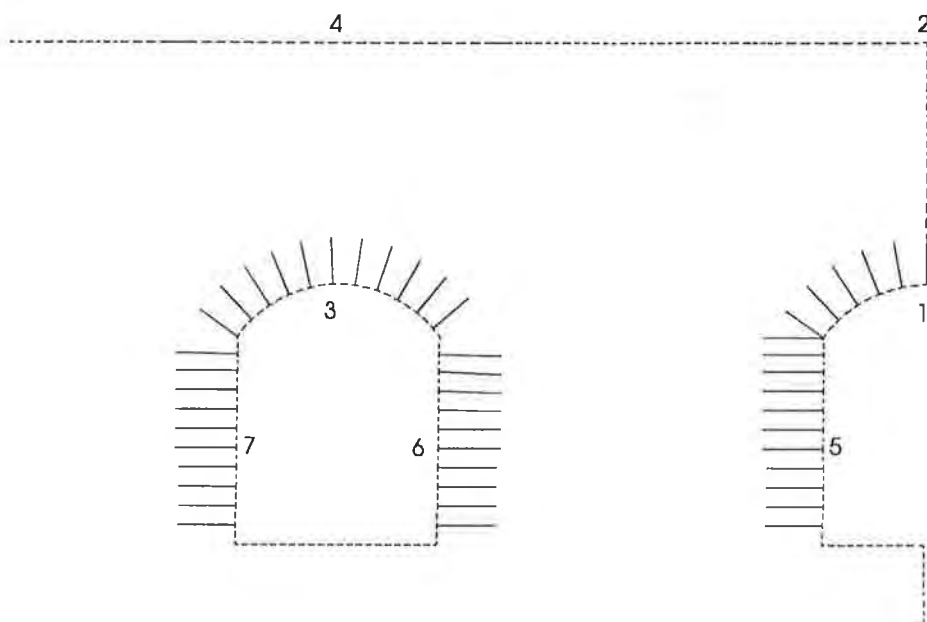
Beräkningarna visar att stabila förhållanden erhålls i bergmassan under de ansatta förhållandena. Största deformationerna kring CLAB 2 är mindre än 5 mm och inträffar i väggarna. Bergskivan över CLAB 2 rör sig uppåt ca 1 mm medan den över CLAB 1 sätter sig ca 0,8 mm och väggen rör sig ca 1,6 mm utåt. Detta motsvarar i stort den storlek på deformationer som de tidigare redovisade elastiska analyserna gav, se tabell 3 och 4.

Inverkan av uppvärmning under drifttiden

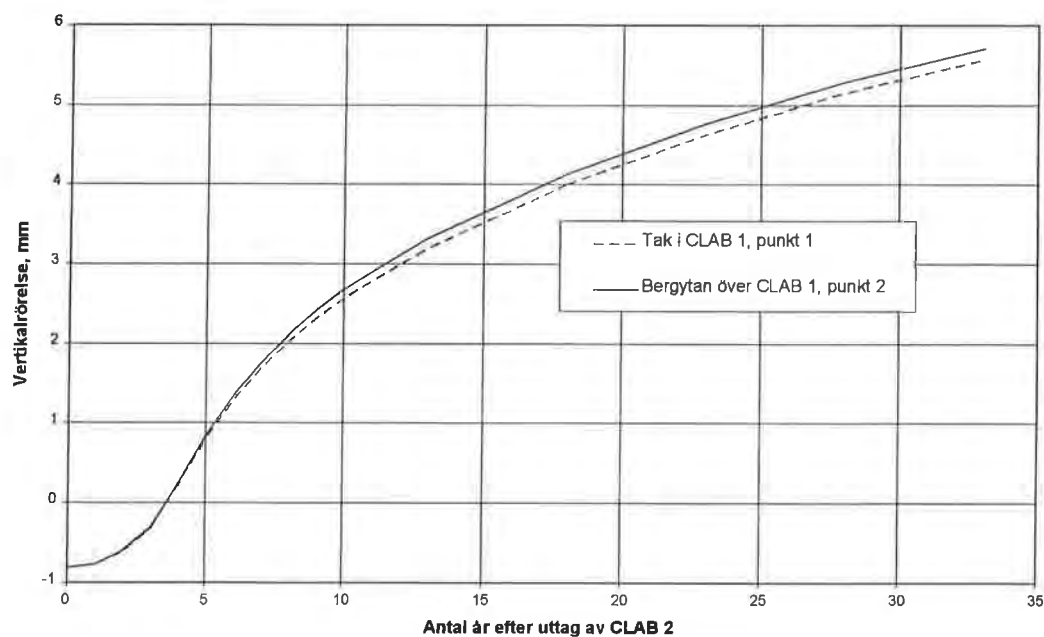
Temperaturutvecklingen kring CLAB 1 och CLAB 2 och därav förorsakade deformationer och spänningsändringar har beräknats från 1997 fram till år 2030. Temperaturutvecklingen i CLAB 2 har antagits följa samma kurva som i CLAB 1 dvs en sluttemperatur i bergrummet av 22° C. Längs taket där ventilationsluften kommer in har sluttemperaturen antagits till 18° C.

Deformationerna som funktion av tiden i ett antal punkter kring CLAB 1 och CLAB 2 enligt figur 6 redovisas nedan. Deformationsutvecklingen i punkterna 1 och 2 i bergskivan över CLAB 1 redovisas i figur 7 och motsvarande punkter, 3 och 4, i bergskivan över CLAB 2 visas i figur 8. Det framgår av figuren att expansionen av bergskivan över CLAB 1 kommer att vara försumbar. Den är redan uppvärmd medan bergskivan över CLAB 2 kommer att expandera ca 2 mm på grund av uppvärmning under de första 15 åren och därefter blir expansionen försumbar.

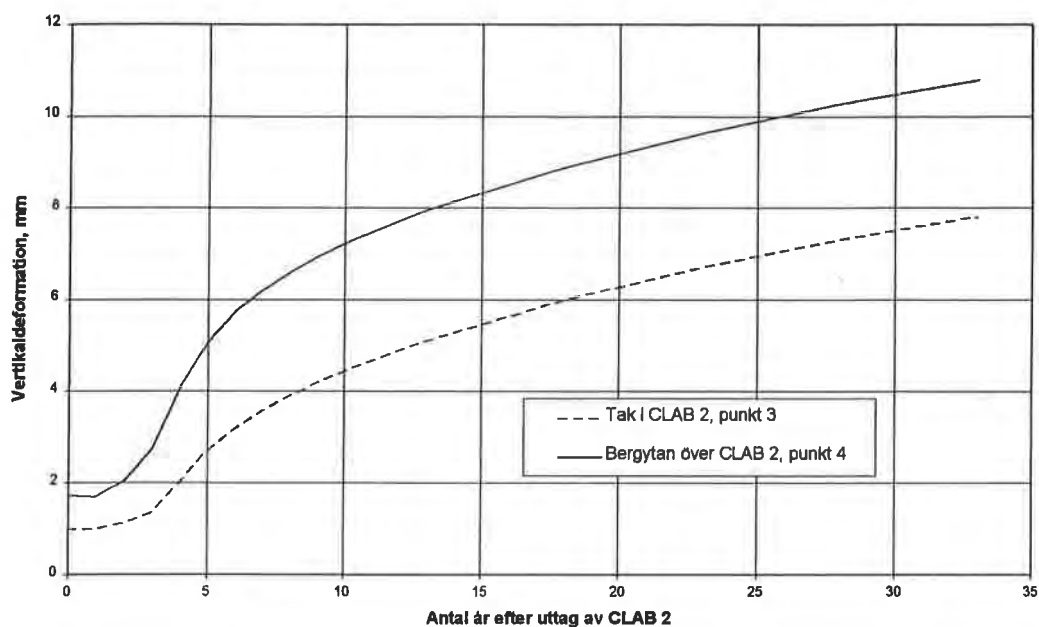
Beräknade horisontaldeformationer på halva rumshöjden i väggarna visas i figur 9 för bergpelaren.



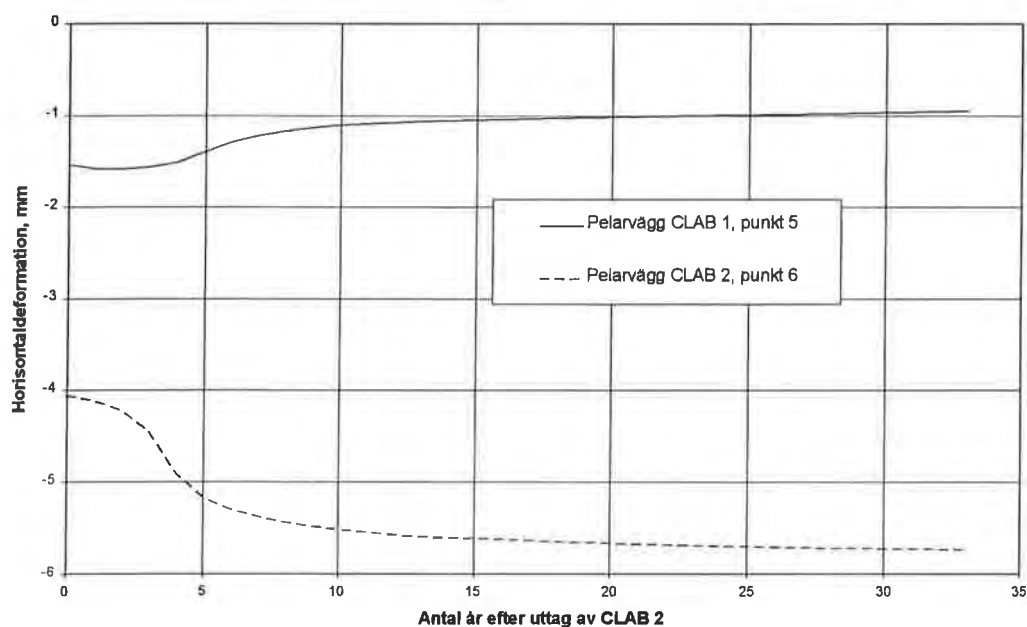
Figur 6. Läget av punkter där deformationerna redovisas.
Points where calculated deformations are shown.



Figur 7. Beräknad vertikaldeformation i bergskiva över CLAB 1.
Calculated vertical deformations in the rock above CLAB 1.



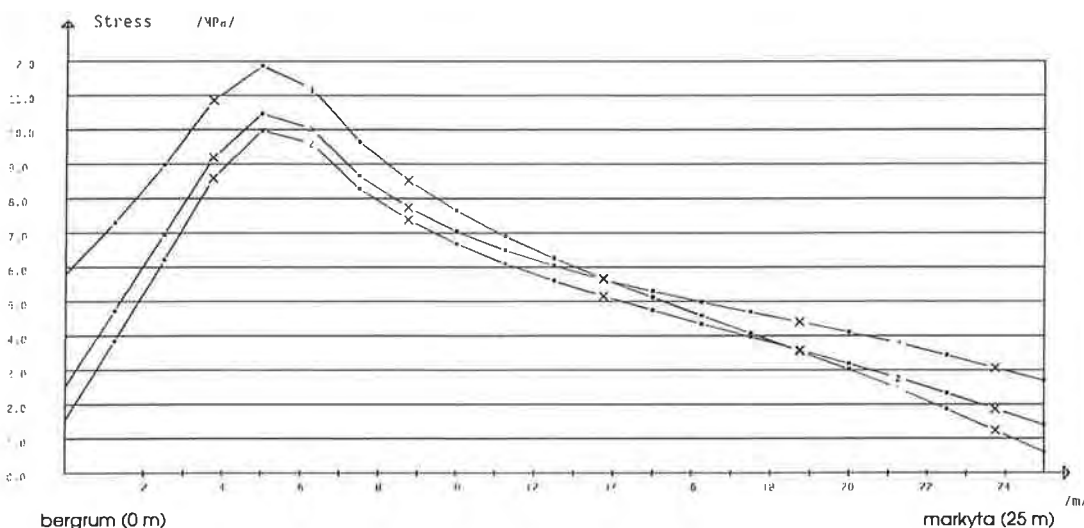
Figur 8. Beräknad vertikaldeformation i bergskivan över CLAB 2.
Calculated vertical deformations in the rock above CLAB 2.



Figur 9. Beräknade horisontaldeformationer i pelarväggar mellan CLAB 1 och CLAB 2.
Calculated horizontal deformations in pillar between CLAB 1 and CLAB 2.

Beräknade horisontalspänningar i bergskivan över CLAB 1 vid tre tidpunkter, innan uttag, efter uttag av CLAB 2 och efter 33 års drift visas i figur 10. Innan uttag av CLAB 2 är tryckspänningen parallellt med konturen strax under 6 MPa. Vid uttag av CLAB 2 sjunker den till ca 1,6 MPa för att under 33 års drift öka till ca 2,6 MPa.

Horisontalspänningen i bergskivar över CLAB 2 före uttag är strax under 5 MPa. Vid uttaget ökar spänningen till ca 5,5 MPa längs konturen och når ett maxivärde av strax över 9 MPa där den plastiska zonen slutar på ca 4 m's djup. Under 33 års drift ökar spänningen något inom den plastiska zonen för att nå en maximal ökning av ca 2,0 MPa vid övergången till det elastiska området.



Figur 10. Beräknade horisontalspänningar i bergskivan över CLAB 1, innan uttag (1), efter uttag av CLAB 2 (2) samt efter 33 års drift (3).
Calculated horizontal stresses in the rock above CLAB 1.

REKOMMENDERADE GRÄNSVÄRDEN FÖR SVÄNGNINGSHASTIGHETER

Riktvärden för tillåtna vibrationsnivåer, bergrum

Vid sprängningsarbeten används normalt de riktvärden som anges i Svensk Standard SS 460 48 66, Vibrationer och stöt - Riktvärden för sprängnings- inducerade vibrationer i byggnader. Riktvärden i Svensk Standard är avsedda för bestämning av tillåtna vibrationsnivåer vid sprängningsarbeten så att inte skador skall uppstå i byggnader.

För bergrum finns inga anvisningar i Svensk Standard. Enligt praxis används riktvärden för betongbyggnader på berggrundläggning till riktvärden för bultade och sprutade bergrum. På ett avstånd av 40 m från sprängning anges normalt riktvärden för bergrum mellan 55 och 80 mm/s.

Riktvärden för bergrum finns angivna i en Schweizisk norm, "Swiss norm, SN 640 312a". Angivna riktvärden gäller bergrum i bra berg eller bergrum i dåligt berg som är väl förstärkt, se tabell 10. Antal vibrationshändelser i tabellen nedan motsvarar antal sprängsalvor.

Tabell 10. Riktvärden för bergrum enligt Swiss Norm, SN 640 312a.

Antal vibrations- händelser	Svängningshastighet, mm/s; Frekvens, Hz		
	< 30 Hz	30 - 60 Hz	> 60 Hz
< 1000	45	60	90
1000- 100 000	18	24	36
> 100 000	9	12	18

Den schweiziska normen anger att för frekvenser över 150 Hz kan riktvärdet höjas. Normen ger dock ingen vägledning om hur detta skall ske.

Den Schweiziska normen gäller för mätning av svängningshastighetens resultant. Svensk standard gäller för mätning vinkelrätt mot ytan.

Vid uttag av CLAB 2 kommer den dominerande frekvensen att ligga över 60 Hz och antalet vibrationshändelser(salvor) kommer att ligga under 1000 salvor. Riktvärden för bergrummet enligt Schweizisk norm blir 90 mm/s.

Riktvärden för betongkonstruktioner

Riktvärden för betongkonstruktioner har hämtats från Svensk Standard SS 460 48 66. Bassängen i CLAB 1 har antagits motsvara kraftiga betongkonstruktioner som brokonstruktioner, kaj- och försvarsanläggningar. Riktvärden för dessa konstruktioner är 70 % högre än för industri- och kontorsbyggnader. På ett avstånd av 40 m blir riktvärdet 75 mm/s. För betongytterväggen har riktvärdet satts 20 % högre än för en normal byggnad, på 40 m avstånd blir detta 55 mm/s.

Riktvärden för betongkonsoler och förspända bultar

Betongkonsolerna och de förspända bultarna installerades efter uttag av CLAB 1:s galleri. Riktvärden för konstruktionerna angavs vid uttag av de tre liggarpallarna till 110 mm/s.

Inga skador har rapporterats på konsolerna vid uttag av liggarpallarna. Ett riktvärde på 110 mm/s bör alltså vara tillräckligt för konsoler och förspända bultar.

Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter

Riktvärden har angivits för bergrum och betongkonstruktioner enligt ovan. Riktvärden för anläggningen bör dock sänkas med tanke på de höga säkerhetskrav som ställs på anläggningen. Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter har delats upp i bassänger, bergrummets tak, bergrummets vägg, betongyttervägg och konsoler, se tabell 11. Bassäng och tak har bedömts känsligare än övriga delar i bergrummet.

Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter har för tak och bassäng halverats jämfört med ovan. För betongytterväggen/konsoler och bergrummets vägg har rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter sänkts med 25 %.

Tabell 11. Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter för olika delar av bergrumsanläggningen.

Avstånd, m	Rekommenderade gränsvärden för svängningshastighet, mm/s			
	Bergrum			Btg-yttervägg
	Bassänger	Tak	Vägg	Konsol
5	85	60	90	90
10	70	50	75	75
20	50	35	50	50
30	40	30	45	45
40	35	25	40	40
50	35	25	35	35

Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter ligger till grund för beräkning av rekommenderad laddningsmängd.

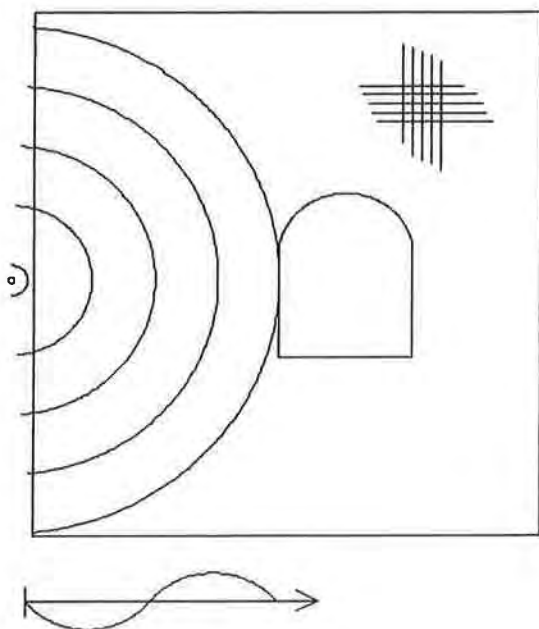
DYNAMISK ANALYS AV SPRÄNGNING

För att undersöka vilken tillskottsbelastning bergmassan och förstärkning får av sprängning har en dynamisk analys utförts.

Den dynamiska numeriska analysen har utförts med det diskreta element programmet FLAC. FLAC arbetar i två dimensioner och med antagande av plant töjningstillstånd.

Bergmassans dämpning vid numerisk analys har anpassats genom upprepade numeriska beräkningar och jämförelse med empiriska resultat.

I modellen har en vågrörelse applicerats längs ena randen för att simulera en sprängning, se figur 11. Beräkningar har utförts för tre olika lägen på sprängningarna motsvarande uttag av pilot, mittpall och sista pall. Vågrörelsen har givits en radiell utbredning från sprängningscentrum och har antagits sinusformad. Amplituden på vågen, det vill säga största svängningshastigheten, i en punkt på randen har beräknats analytiskt.



Figur 11. Tryckvågens utbredning i modellen.
The distribution of the compression wave in the model.

Numeriska beräkningar har utförts dels med en elastisk materialmodell för att beräkna svängningshastigheter och tillskottsspänningar i bergmassan och dels en elasto-plastisk materialmodell för att beräkna tillskottslaster i bultar.

Beräknade svängningshastigheter

Resultatet av beräknade svängningshastigheter finns sammanfattat i tabell 12 nedan. Svängningshastigheterna i beräkningarna är större än för beräkningar med empirisk ekvation. Detta beror på:

- att det mot väggen blir en totalreflektion av vågen vilket fördubblar storleken på amplituden i beräkningarna.

- att dämpningen i de numeriska beräkningarna ej tar hänsyn till 3-dimensionell dämpning.

Svängningshastigheterna ger dock en uppfattning om vilka områden runt bergrummet som får störst påkänning av sprängning.

Största svängningshastigheterna i tak och anfang uppkommer vid uttag av pilottunneln, i vägg vid uttag av mittpallen och i botten vid uttag av bottenpallen. Den beräknade svängningshastigheten är genomgående större i horisontalled än i vertikalled.

Tabell 12. Tabellen visar största beräknade svängningshastigheter för tre olika lägen för sprängning.

	Partikelhastighet(max) i horisontalled v_x .	Partikelhastighet(max) i vertikalled v_y .
Väggmitt, uttag av mittpall	75 mm/s	11 mm/s
takmitt, uttag av pilottunnel	28 mm/s	8 mm/s
anfang, uttag av pilottunnel	50 mm/s	5 mm/s
bottenmitt, uttag av bottenpall	24 mm/s	9 mm/s

Beräknade spänningstillskott i bergmassan

Spänningar i bergmassan har beräknats för sprängningscentrum i motsvarande pilotort, mittpall och sista pall. Största beräknade spänningsförändring sker för uttag av mittpallen. Tryckspänningarna i anfanget ökar med 0,72 MPa. Största dragspänning uppkommer i väggmitt och har beräknats till 0,35 MPa.

Beräknade bultlaster

Maximala tillskottslaster i bultarna har beräknats när en vågfront kommer in mot det befintliga bergrummet. Största bultlasten som har beräknats i bultförstärkningen uppgick till 56 kN räknat på bultavståndet 2 m i rummets längdriktning.

I väggen sker dragbrott i bergmassan när en vågfront kommer in mot det befintliga bergrummet. Området med dragbrott har sin största utbredning mitt på väggen, där

dragbrottet når 5 m ut från väster vägg. Områdets utbredning ligger innanför bultlängden vilket innebär att eventuella kilar som bildas är förankrade i fast berg.

FÖRSLAG TILL UTTAGSORDNING

Förslag till uttagsordning och kontrollåtgärder har utformats efter rekommenderade laddningsmängder vilket styrt storlek på salvor och uttagsteknik. Möjlighet till kontroll av laddningsmängder och återföring av vibrationsdata har getts stor vikt i utredningen.

Vid analys av sprängplan har samverkande laddning 3,3 kg använts. Vid uttag av CLAB 2 kommer en specifik laddning på 3,3 kg att innebära kortare salvlängder än normalt dock kommer ej storlek på salvorna räknat i area brytningsfront att vara onormalt små. Uttag av CLAB 2 bör ske genom uppdelning av berggrummet i galleri och tre pallar. Nedan redovisas viktiga punkter under uttag av berggrummet.

- Både galleriet såväl som pallarna delas upp i tre delar med en pilot i centrum samt två sidostrossar.
- Allt sprängningsarbete är dimensionerat så att alla hål som sprängs ligger på ett avstånd som är längre än 40 m från CLAB 1. Att lägga galleriets pilotort på vänstra sidan galleriet, det vill säga så långt från befintligt berggrum som möjligt anses inte nödvändigt. Lösning med pilotort i centrum ger fördelar såsom möjlighet till arbete på tre fronter samtidigt samt är även gynnsamt ur bergmekanisk synvinkel.
- För att behålla ett totalt fysiskt skydd mellan det nya och det befintliga berggrummet under uttagsfasen, lämnas en 5 - 7 m lång bergplugg. Detta minimerar besvär från luftstöt vågor, damm eller lukt i befintligt lager samt i ovanjordsanläggningarna. Ur säkerhetsynpunkt innebär detta att ingen person kan komma in i CLAB 1 via CLAB 2.
- Bergplugg tillsammans med det dike som skall leda in i befintligt berggrum, kan sedan i ett slutskede, tas bort genom t ex hydraulspräckning eller annan metod. Viken metod som är lämplig bör utredas i ett senare skede då erfarenheter från sprängningarna i CLAB 2 finns att tillgå.

SAMMANFATTNING

De utförda analyserna visar att en pelarbredd mellan rummen på 40 m är lämplig. En ökning av pelarbredden över 40 m ger ingen påtaglig minskning av inverkan på befintligt berggrum vid byggande av CLAB 2.

Utförda analyser visar att ingen risk för storskalig instabilitet föreligger.

Analyserna visar att de största tryckspänningarna uppkommer i södra delen av taket i förbindelsegången mellan rummen. De elastiskt framräknade spänningarna överstiger här 20 MPa medan de i berggrumstakens västra halva ligger i intervallet 15 - 20 MPa och 10 -15 MPa i östra halvan. Största deformationerna kring CLAB 2 är mindre än 5 mm och inträffar i väggarna. Bergskivan över CLAB 2 rör sig uppåt ca 1 mm.

Vid uttag av CLAB 2 kommer tryckspänningen parallellt med takkonturen i befintlig berggrum, CLAB 1, att minska med ett belopp av ca 4,4 MPa. Absolutbeloppet kommer fortfarande att vara tryck, ca 1,6 MPa, varför risken att kilar som varit inspända skall glida ut bedöms som liten. Bergskivan över CLAB 1 sätter sig ca 0,8 mm. Under drift av anläggningen kommer tryckspänningen att öka ca 1,0 MPa parallellt med takkonturen och bergskivan att höja sig ca 6 mm på grund av bergmassans uppvärmning under en 30 års period.

Tryckspänningen i pelarväggen i CLAB 1 kommer vid uttag av CLAB 2 att öka med ca 2,1 MPa till ett absolutbelopp av ca 3,8 MPa. Pelarväggen rör sig ca 1,6 mm utåt. Under drift av anläggningen kommer tryckspänningen att minska med ca 2,3 MPa och pelarväggen kommer att röra sig inåt ca 0,5 mm på grund av uppvärmningen av bergmassan. Förändringen av tryckspänningarna i pelarväggen bedöms med hänsyn till den utförda bergförstärkningen inte ge upphov till några stabilitetsproblem.

Analysen visar att risken för utglidande kilar i taket är låg genom den goda in-spänningen som föreligger. Däremot uppvisar analysen att stor risk föreligger för kilinstabilitet i väggarna. En förstärkning lika den i CLAB 1 synes ge tillräcklig säkerhet mot utglidning.

Rekommenderade gränsvärden för svängningshastighet för bergrums tak är 25 mm/s och för berggrummets vägg 40 mm/s på 40 m avstånd från sprängning. Beräkningar har visat att rekommenderat värde för berggrummets vägg bör bli dimensionerande. Svängningshastigheten bör övervakas i tre riktningar x-led, y-led och z-led.

Rekommenderad samverkande laddningsmängd är beräknad till 3,3 kg. Provsprängningar och mätningar bör utföras så tidigt som möjligt för att tänd- och laddplaner skall kunna kalibreras mot rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter.

Bergmassan kring det befintliga berggrummet beräknas bli utsatt för relativt små spänningstillskott av sprängningarna. Risk för skjuvbrott i bergmassan föreligger inte. Bergväggen närmast CLAB 2 beräknas bli utsatt för dragspänningar vinkelrätt mot väggen på upp till 0,35 MPa.

Förstärkningen i tak och anfang beräknas ej bli utsatt för belastning som kan medföra risk för brott. I berggrumsväggen där bergmassan utsätts för dragspänningar kan sprutbetong komma att lossna, dvs stötas ut från väggen. Dessa nedfall bedöms inte

kunna ge några skador eftersom en förankrad betongvägg skyddar bassäng och arbetsytor. Med hänsyn till den kortvariga belastningen och lastens storlek bedöms risken för bultbrott i väggen som liten och därmed risken för att större bergpartier skall stötas ut liten.

Rekommenderade gränsvärden för svängningshastigheter för bergrummet ligger i nivå med eller under tillåtna vibrationsnivåer i ett antal nyligen genomförda undermarksprojekt. Trots att svängningshastigheterna i vissa fall överskridit tillåtna vibrationsnivåer har inga skador som påverkat stabiliteten i bergrummen observerats.

Uttagsordning rekommenderas ske med galleri och tre pallar. Galleriet bör drivas med en pilotort i mitten och två sidostrossar. Fasta eller patronerade sprängämnestyper samt ett icke elektriskt tändsystem förordas.

SUMMARY

SKB has analysed the possibility to build a new underground storage in rock close to the existing storage, CLAB, in Oskarshamn in order to increase the capacity to temporarily store nuclear waste.

As a part of this analysis two rock mechanical studies have been carried out. One study is dealing with stability due to static loading from the excavation of the new cavern. The other study is discussing the dynamic influence on the stability of the existing cavern due to blasting the new one.

The result from these studies has shown that a pillar width of 40 m between the caverns is suitable and that ordinary rock support measures will be adequate to stabilise the new cavern. In order to reduce the influence from blasting to an acceptable low level limitation of the blasting like reducing of the charges is required.

REFERENSER

- (1) Fredriksson, A och Groth, T, 1991. CLAB. Bergmekaniska beräkningar för att klargöra inverkan av temperaturhöjning i bergmassan kring bergrummet.
- (2) Stille, H och Fredriksson, A, 1996. CLAB – etapp 2. Bergmekanisk utredning av stabilitetsförhållanden och inverkan på befintligt bergrum. Projektrapport 96-06.
- (3) Stille, H et al, 1997. CLAB – etapp 2. Bergmekanisk utredning av sprängningsinducerade dynamiska belastningar på befintligt bergrum. Projektrapport PR 97-02.
- (4) Holmgren, J, 1992. Bergförstärkning med sprutbetong. Vattenfall.

BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR- EN ANSATS TILL STATISTISK UTVÄRDERING

Rock stress measurements - an approach to statistical analysis.

Johan Andersson , Golder Associates AB
Christer Ljunggren, Vattenfall Hydropower AB

INLEDNING

Tredimensionell överborrning och tvådimensionell hydraulisk spräckning är de två vanligaste in-situ metoderna för bergspänningsmätning. I Sverige har överborrningsmetoden använts sedan början på 1950-talet (Hast, 1958) medan de första tillämpningarna av hydraulisk spräckning gjordes i början på 1980-talet (Doe *et al.*, 1983). Idag är båda metoderna vanliga i Skandinavien och val av metod begränsas ofta av de krav på data man har och på de ekonomiska och praktiska aspekterna inom varje enskilt projekt.

Överborrning går ut på att man mäter spänningsförändringen kring en bergvolym med installerade töjningsgivare, som avskärmats från yttre last. Spänningsförändringen från överborrningen kan sedan beräknas utifrån töjningen, som då visar på skillnaden mellan det obelastade och det ursprungliga tillståndet. Vid de flesta tillämpningarna av överborrningsprincipen används töjningsgivare av storleksordningen 10-20 mm längd och följaktligen är mätningarna känsliga för de små heterogeniteter som förekommer i bergmassan. Vidare är det uppenbart att den bergvolym som är föremål för mätningen är förhållandevis liten. Vid hydraulisk spräckning, som bygger på principen om motverkande krafter, ligger däremot upp till en kubikmeter av berget till grund för mätningen. Genom att lägga på en yttre, känd kraft och på så sätt rubba jämvikten i berget kan sedan den motkraft som krävs för att balansera upp det störda jämviktstillståndet bestämmas.

I Sverige och Finland har ett stort antal överborrnings- och hydrauliska uppsprickningstester genomförts, på samma platser, och i några fall även i samma borrhål (Ljunggren och Klasson, 1996, Bjarnason *et al.*, Lee *et al.*, 1993, Litterbach *et al.*, Ljunggren och Wikman, 1996). När man jämför resultaten från dessa platser finner man en större spridning mellan två närliggande punkter från överborrningsmetoden. Överhuvudtaget finner man ofta, genomgående större spridning i resultaten från överborrningen.

Skillnaderna mellan metoderna ger upphov till flera frågor som bör beaktas vid tillämpning av resultaten från bergspänningsmätningar. I vilken utsträckning är mätningarna representativa över den skala som tillämpas? Vad orsakar den spridning man kan utläsa i resultaten? Är den observerade spridningen orsakad av naturliga variationer av spänningar i berget eller beror den på mätfel? En ansats till analys av dessa frågor har genomförts inom ramen för SveBeFo projektet "Bergspänningars roll vid bergbyggande" (Ljunggren *et al.*, 1997).

STATISTISK ANALYS AV BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR

Bergspänningar varierar såväl med bergets fysiska struktur som med yttre laster. Det är därför viktigt att hänsyn tas både till variationer över den lilla skalan och till de storskaliga trender som härrör från yttre laster och större strukturer. För att konkretisera dessa observationer har ett antal statistiska analyser utförts på data från faktiska bergspänningsmätningar.

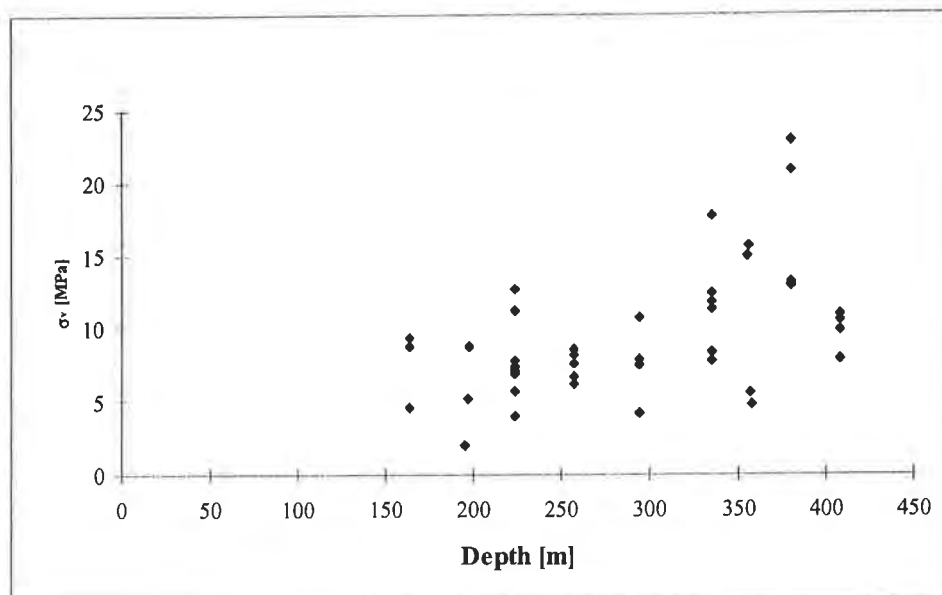
Djupberoende

En uppenbar storskalig variation är bergspänningens djupberoende. Vertikalspänningen bör i princip vara proportionell mot ρgz , där ρ är bergmassans densitet, g är gravitationskonstanten och z djupet. För att studera detta djupberoende analyserades vertikalspänningar uppmätta vid Äspölaboratoriet (se t.ex. SKB, 1995) med linjär regression. Mätningarna har utförts med överborrning i några djupa borrhål samt i några korta hål borrade direkt från tunneln i laboratoriet. Dessa data finns tillgängliga i en databas över bergspänningsmätningar utförda i Sverige (Ljunggren och Persson, 1995).

Figur 1 visar de uppmätta vertikalspänningarna. Redan här kan man se att det finns en betydande spridning av data även bortsett från variationen med djupet. Dessa observationer styrks även av en stegvis, multipel regressionsanalys som prövade om spridningen kan förklaras som linjärkombinationer av mätdjup, elasticitetsmodul, Poissons tal eller de horisontella koordinaterna. Analysen gav följande resultat:

- Till viss del kan spridningen i vertikalspänningen förklaras av djupberoendet. Förklaringsgraden (R^2 , se t.ex. Dewore, 1987) är i storleksordningen ca 30% med regression enbart för djupberoendet.
- Lutningen på regressionslinjen ligger nära lutningen för den teoretiska linjen (ρg).

- Den återstående skillnaden är stor och uppenbarligen slumpartad. Ingen annan föreslagen parameter bidrar till regressionen.



Figur 1: Vertikalspänning som funktion av mätdjup. Spänningsdata framtagna med överborrning från Äspölaboratoriet. (*Vertical stress as a function of depth below ground surface. Data from overcoring rock stress measurements at the Äspö Hard Rock Laboratory*)

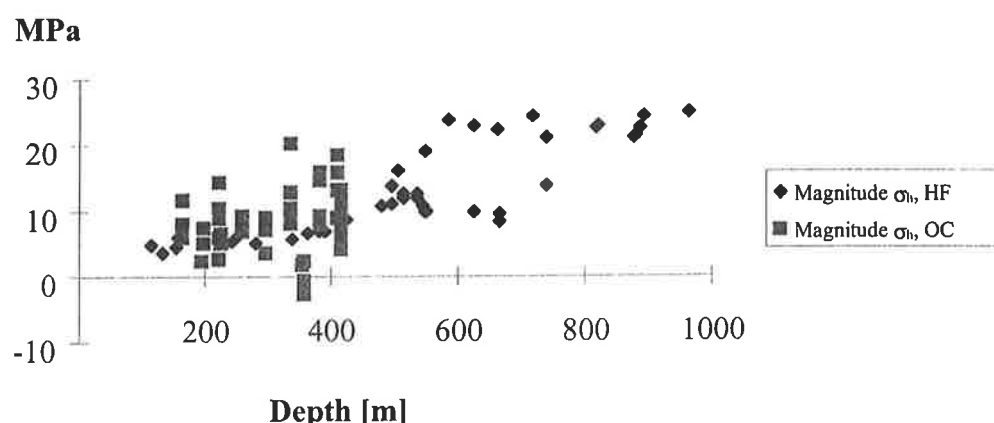
Skillnad mellan överborrning och hydraulisk spräckning.

En möjlig förklaring till den stora återstående variationen i de analyserade data skulle kunna vara att de uppmätts med överborrning, i centimeterskala, och att ingen lokal medelvärdesbildning gjorts. I jämförelse, skulle då data från hydraulisk spräckning, där spänningar mäts över en större skala, förväntas variera i mindre utsträckning.

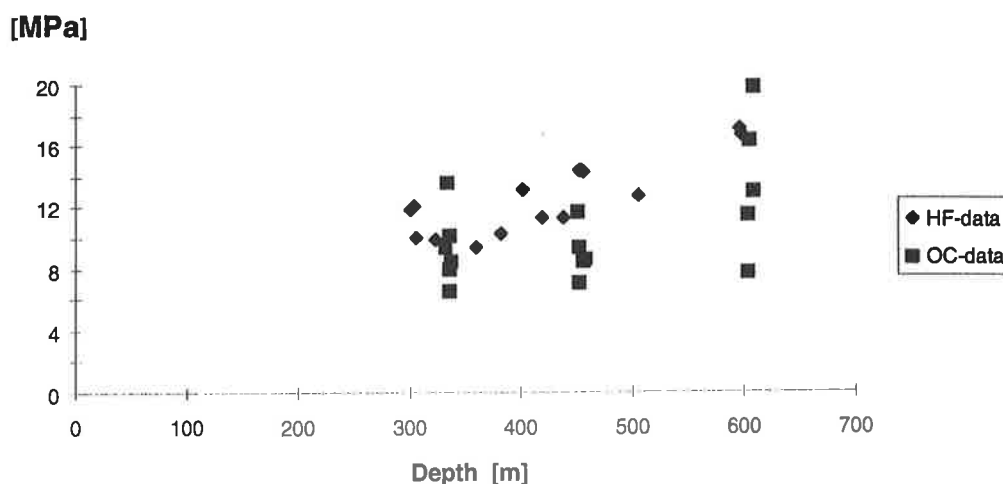
En andra, statistisk bearbetning av fältdata gjordes för att försöka bestyrka dessa skillnader. Eftersom hydraulisk spräckning innebär en direkt mätning av den minsta horisontella huvudspänningen är det vara rimligt att i första hand jämföra uppskattningar av denna mellan de båda metoderna.

För att kunna göra en första analys eftersträvades att finna data från platser där man använt sig av båda metoderna för att mäta bergspänningar. Sådana data erhöles från Äspölaboratoriet, som användes i det föregående exemplet, samt från Kivetty, som är en av de fyra platser som för närvarande undersöks av Posiva Oy inom ramen för kärnavfallsprogrammet i Finland.

På Äspölaboratoriet utfördes hydraulisk spräckning i två djupa borrhål medan överborrning utfördes i ett annat, näraliggande, djupt borrhål samt i några hål borrade från tunneln. Självklart är dessa mätserier inte helt jämförbara eftersom de utförts i olika områden men figur 2 visar att data från överborrningen varierar betydligt mer än data från den hydrauliska spräckningen. Detta styrks ytterligare av data från Kivetty, figur 3, där spänningarna till och med, först mättes med överborrningsmetoden och därefter med hydraulisk spräckning, i samma borrhål.



Figur 2. Minsta horisontella spänningen som funktion av djupet uppmätt vid Äspölaboratoriet med överborrning (kvadrater) och hydraulisk spräckning (romber). *The minimum horizontal stress as a function of depth measured at Äspö using overcoring (squares) and hydraulic fracturing (diamonds).*



Figur 3. Minsta horisontella spänningen som funktion av djupet uppmätt i ett borrhål i Kivetty med överborrning (kvadrater) och hydraulisk spräckning (romber). *Minimum horizontal stress as a function of depth in one borehole at Kivetty using overcoring (squares) and hydraulic fracturing (diamonds).*

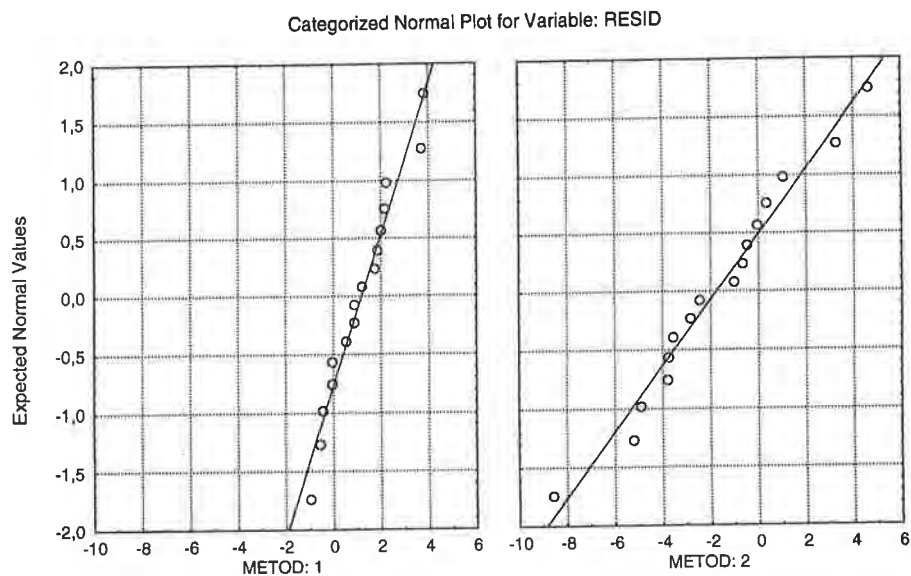
Statistiska analyser, innefattande beskrivande statistik och variansanalys, ger ytterligare stöd till de slutsatser som direkt kan dras från figur 2 och 3. Figur 4 visar kumulativt normalhistogram över spänningar från Kivetty uppmätta med hydraulisk spräckning respektive överborrning minskat med det generella djupberoendet (ρ_{gz}). Figuren visar att både medianen och spridningen skiljer sig mellan metoderna.

För Kivetty-data ligger medianen för hydraulisk spräckning cirka 2 MPa över medianen för överborrningsdata. För Äspödata är medianerna ungefär lika. Standardavvikelsen för data från hydraulisk spräckning uppmätta i Kivetty är av storleksordningen 1.5 MPa, medan standardavvikelsen för överborrningsdata ligger upp mot 3.5 MPa. Detta innebär att antagandet om att standardavvikelsen för de två metoderna är lika kan förkastas med över 95% signifikans. Liknande skillnader gäller även för Äspödata.

Följande slutsatser kan dras från analyserna:

- Spridningen av data från överborrningsmetoden är betydligt större än för data från hydrauliska spräckning.
- Standardavvikelsen för överborrningsdata verkar vara i storleksordningen 4-5 MPa och är således i samma storleksordning som variationerna i storskaliga spänningsdata ner till 500 metersnivå.

- I medeltal är skillnaderna mellan metoderna mindre uttalade även om exemplet från Kivetty visar på betydande skillnader. Skillnaderna är små i jämförelse med spridningen och vidare är det inte självklart hur man ska kunna medelvärdesbilda spänningsdata på ett korrekt sätt.
- Det finns en storskalig spridning av data förutom de småskaliga variationerna.



Figur 4. Kumulativt normalhistogram över minsta horisontella spänningen från Kivetty uppmätta med hydraulisk spräckning (metod 1) respektive överborrning (metod 2) minskat med det generella djupberoendet ($\rho g z$). *Normal histogram of minimum horizontal stress, subtracted for depth dependence, measured at Kivetty using hydraulic fracturing (method 1) and overcoring (method 2).*

Jämförelser av överborrnings data och data från hydraulisk spräckning stöder antagandet om att en betydande del av den återstående spridningen i den tidigare regressions analysen kan förklaras av att spänningarna mättes med överborrningsmetoden, utan vidare medelvärdesbildning. Man bör också beakta att spridningsskillnaden är rimlig med tanke på de stora skalskillnaderna mellan metoderna. Självklart kan mikrostrukturer stå för en stor del av spänningsskillnaderna även på centimeterskalan.

SLUTSATSER

Analyserna visar att bergspänningar varierar både i stor och liten skala. Detta medför att bedömning av bergspänningar måste kopplas ihop med skalan på ingenjörsproblemet. I synnerhet data från överborrning visar stora variationer även i liten skala, vilket vidare medför att endast en, eller ett par överborrningsmätningar inte är tillräckligt för att bestämma spänningstillståndet. Det krävs fler mätningar och även att de blir korrekt medelvärdesbildade.

ANSLAGSGIVARE

Arbetet har bekostats av SveBeFo och Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB).

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Three-dimensional overcoring and two-dimensional hydraulic fracturing are the two most commonly used methods to measure rock stresses in-situ. A linear regression analysis on overcoring measurements of vertical stress has been performed and shows that some of the variance in the measurements can be explained by the depth dependence, but the remaining variance is large and apparently random. A second set of statistical analyses were performed in order to substantiate to what extent this variability could be attributed to the small measurement scale of overcoring data. The analysis shows that the variance of overcoring data is significantly larger than the variance of the hydraulic fracturing data, and that it is in the same order of magnitude as the large scale variability. Consequently, care is required when extrapolating results of a limited number of stress measurements.

REFERENSER

Bjarnason, B., Klasson, H., Leijon, B., Strindell, L. and T. Öhman, 1989. Rock stress measurements in boreholes KAS02, KAS03 and KAS05 on Äspö. Progress Report 25-89-17. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.

Devore J.L., 1987. Probability and Statistics for Engineering and the Sciences, Brooks/Cole Publishing Co, California, USA.

Doe, T.W., Ingevald, K., Strindell, L., Leijon, B., Hustrulid, W., Majer, E. and H. Carlsson, 1983. In-situ stress measurements at the Stripa Mine, Sweden. Report LBL-15009, SAC44. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns in Crystalline Rock. 251 p.

Hast, N., 1958. The measurement of rock pressure in mines. Swedish Geological Survey, Ser. C, No. 560, 183 p.

Lee, M., Bridges, M. and B. Stillborg, 1993. Äspö virgin stress measurement results in sections 1050, 1190 and 1620 m of the access ramp. Progress report 25-93-02. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.

Litterbach, N., Lee, M., Struthers, M. and B. Stillborg, 1994. Virgin stress measurement results, boreholes KA2870A and KA3068A. Progress Report 25-94-32. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.

Ljunggren, C. and H. Klasson, 1996. Rock stress measurements at the Zedex test area, Äspö HRL. Äspö Hard Rock Laboratory Technical Note TN-96-08z. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., 34 p.

Ljunggren, C. and H. Klasson, 1996. Rock stress measurements at the three investigation sites, Kivetty, Romuvaara and Olkiluoto, Finland, volume 1. Work Report PATU-96-26e. Posiva OY, Finland. 99 p.

Ljunggren, C. och M. Persson, 1995. Beskrivning av databas - bergspänningsmätningar i Sverige, SKB Djupförvar Projekt Rapport, PR D-95-017, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., (in Swedish), 21 p.

Ljunggren C, Yanting Chang och Andersson J., Bergspänningsmätningars representativitet - Mätnoggrannhet och naturliga variationer vid hydraulisk spräckning och överborrning, SveBeFo rapport (under tryckning), 1997.

SKB, RD&D Programme 95. Treatment and final disposal of nuclear waste. Programme for encapsulation, deep geological disposal, research, development and demonstration. The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., 1995.

BESTANDIGHET AV SPRØYTEBETONG I TUNNELER - RESULTAT AV NORSKE UNDERSØKELSER

Durability of sprayed concrete in tunnels -
experiences from Norwegian investigations.

Kjell Inge Davik, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Norge

HISTORIKK

Utviklingen av norsk fjellsprengeingsteknologi etter 1945 gikk parallelt med utviklingen og styringen av de store kraftverksprosjektene etter krigen. I norsk konsulent- og entreprenørvirksomhet hadde man lange vannkraftstradisjoner, og dette ble videreført gjennom et nært samarbeid med de tekniske miljøer ved Norges Tekniske Høgskole (NTH). Sentralt i dette arbeidet stod prof. Rolf Selmer-Olsen, både i undervisningen som overordnet "rådgiver" i geologiske spørsmål, men også ved akutte problemer på anleggene.

På grunn av omfattende geologiske forhåndsvurderinger, men også med bakgrunn i de relativt små tunneltverrsnitt ved de første større kraftverksprosjektene, var behov for spesielle sikringsarbeider begrenset (2-3 % av tunneltraseen).

Etterhvert som tverrsnittene økte, og en rekke anlegg måtte drives under vanskeligere geologiske forhold, økte problemene knyttet til forseringer i sprakefjell, svelleleire og vannførende knusningssoner.

Sprøytebetong har vært benyttet i norske vegtunneler siden 1960-årene, og i faksimile fra Morgenbladet den 23/6 -1965 fra sikringen av Spiralen i Drammen, framgår det at ambisjonene var at sprøytebetong skulle få slutt på vanndryppende tunneler. Det står sogar at:

" Veidirektoratet er også fullt oppmerksom på de muligheter som her åpner seg, og formodentlig varer det ikke lenge før det siste vanndryppende tunneltak er blitt tettet".

Disse urealistiske forventninger medførte selvsagt dårlige erfaringer, spesielt med hensyn til vanntetting og avskallinger. Resultatet ble at anvendelsen av sprøytebetong stagnerte.

I 1965 ble f.eks Skarvberg tunnelen i Finnmark sikret med sprøytebetong som systematisk stuffsikring og permanentsikring. Dette arbeidet fikk også en utilsiktet negativ virkning på sprøytebetongens videre bruk i Statens vegvesen. Ikke på grunn av tekniske problemer da arbeidet fungerte meget bra, men særlig på grunn av sluttprisen for Statens vegvesen. Tunnelen ble drevet i gjennomgående dårlig fjell, noe som igjen medførte store sikringsarbeider. Tunnelen ble sikret med et 2- 3 cm tykt sprøytebetonglag og undersøkelser i 1994 viser at det drypper jevnt i tunnelen, men at sprøytebetong fungerte bra. Høye anleggskostnader i 1965 har kanskje i denne tunnelen ført til lave driftskostnader.

På samme tid ble Tokke- anleggene bygd, og allerede her kom problemet med det store prelletapet som en uønsket funksjon ved tørrsprøyting. Helse, miljø og sikkerhet ble dengang lite vektlagt.

Våtsprøytemetoden hvor betongen tilføres betongsprøyten ferdig blandet, er like gammel som sprøytebetongen selv. Prinsippet blir noe annerledes, idet det maskinelle utstyr er en videreutvikling av betongpumpene, noe som gjør det mulig å sprøyte store kvanta på kort tid.

Etterhvert fikk man utviklet egnede betongpumper, samtidig som det betongtekniske miljøet i Norge utarbeidet sterkt forbedrede betongresepter. Disse var mer sprøytbare og holdt samtidig de spesifiserte kvalitetskrav.

På slutten av 1970-tallet klarte man å løse problemene med å innpasse stålfiberarmering i betongkonseptet og dette førte til en revolusjonerende utvikling i bruk og antatte bruksområder for sprøytebetong. Det ble da mulig å utføre 50-60 m³ sprøytebetong på et normalskift, mot 5-6 m³ for tørrsprøyting. Med denne kapasiteten og tilsvarende fortjenestepotensial, forsvant de siste skeptikerne blant entreprenørene.

Statens vegvesen drev fram til 1980-tallet i all hovedsak tunneler i egenregi. På slutten av 1970-tallet fikk imidlertid entreprisene innpass og med disse kom bruken av sprøytebetong tilbake i vegtunneler for fullt. Utviklingen har siden dengang også ved egenregianlegg medført stadig mer bruk av, og flere bruksområder for, sprøytebetong som fjellsikring.

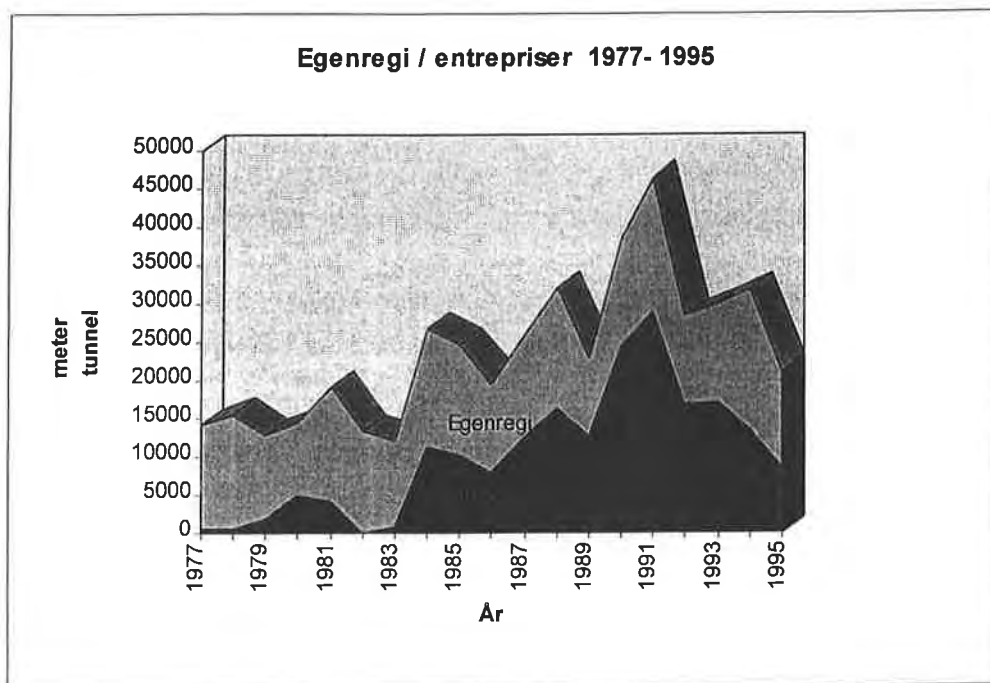


Fig. 1 Utviklingen av tunnelarbeider i egenregi og entrepriser
The development of contracts and direct labour in Norwegian tunnelling.

Figur 1 illustrerer utviklingen av tunnelarbeider i entreprise og egenregi. Det har i denne perioden også vært en kontinuerlig utvikling i metoder og kvalitet på sprøytebetong, men det har vært liten fokus på levetidsaspektene. I de senere årene har det skjedd en betydelig økning i bruken av sprøytebetong i Statens vegvesen, med en årlig investering på rundt 50 millioner kroner til fjellsikring og et ytterligere titalls millioner til brannsikring av PE-skum.

Det kan imidlertid reises spørsmål ved om denne utviklingen er riktig, da vi vet for lite om metodens holdbarhet. Skader på øvrige betongkonstruksjoner de senere år poengterer også hvor viktig betraktninger og dokumentasjon av levetid vil være for metodens bruksområder i fremtiden.

Byggherren har et langsiktig eieransvar langt utover tunnelens byggetid og med dette som bakgrunn startet Statens vegvesen og Jernbaneverket i 1995 prosjektet "Riktig bruk av sprøytebetong i vegtunneler".

ARBEIDSFORM

Det ble tidlig besluttet at prosjektet skulle være 100 % byggherrestyrt. Langsiktige eierinteresser er byggherrens "bord" og det var viktig å skille dette fra markedsinteresser i den styrende funksjon.

For sprøytebetong har det opp igjennom årene vært utført uttallige laboratorietester av forskjellige kvaliteter og sammensetninger. Prosjektet hadde som en overordnet målsetning å bruke vår egen "kompetansebank", dvs. veg og jernbanetunnelene, og undersøke dette enorme "laboratoriet". Ved å lære av våre egne konstruksjoner kan vi se hvordan metoden fungerer i det virkelige liv etter et visst antall år. Dette vil danne det beste grunnlag for å kunne si noe om levetid og riktig bruk av materialet.

Sprøytebetongbransjen og mennesker i tilknytning til det har selvsagt sterke meninger om metoden og oppfatningene går fra at materialet er et universalmirakel til at metoden bør forbys.

Som den britiske biologen T.H. Huxley (1825-1895) sa det:

" Se bort fra alle forutinntatte meninger, følg nøye med, likegyldig hvor og til hvilke dybder naturen fører deg. Ellers lærer du intet"

Det er mulig at dette er et noe høytravende utsagn i denne sammenheng, men det vil i et slikt prosjekt uansett være en viktig forutsetning, og dette har også vært prosjektets filosofi.

Prosjektet har vært bygd om med 8 delprosjekter:

- A: Innkjøring- og midtsoner
- B: Undersjøiske tunneler
- C: Frostsoner
- D: Sprakefjell
- E: Brannsikring av PE- skum
- F: Bak vann- og frostsikring
- G: Tørt fjell
- H: Materialteknologi og produksjonsteknikk

Delprosjektene A - E har blitt rapporter separat og F - H delvis har inngått i disse.

Rapportering av prosjektet består av en rapportserie på 6 rapporter:

- I. HOVEDRAPPORT FOR HELE PROSJEKTET
- II. Delrapport A: Innkjøring- og midtsoner
- III. Delrapport B: Undersjøiske tunneler
- IV. Delrapport C: Frostsoner
- V. Delrapport D: Sprakefjell
- VI. Delrapport E: Brannsikring på PE- skum

Hver av delrapportene er igjen bygget opp med fundament i erfaringer fra vegkontorene, Jernbaneverket, diplomoppgaver fra Norges Teknisk-naturvitenskaplige Universitet (NTNU), konsulentrapporter, laboratorieanalyser, temadagsrapporter mm.

MÅLSETNING

Et inngangsparameter var hypotesen om at sprøytebetongen har varierende levetid avhengig av miljøbelastninger.

Det ble derfor satt som mål å dele opp prosjektet i delprosjekter som isolert tar for seg disse områdene. Erfaringene fra disse skulle deretter trekkes inn i helhetlige betraktninger.

Fundament for dette var kunnskap og lærdom av egne konstruksjoner som et grunnlag for framtidige krav. Ved denne dokumentasjonen av sprøytebetongkonstruksjonens funksjonsdyktighet var overordnet mål å høyne byggherrekompetansen rettet mot det langsiktige eieransvar, og deretter indikere viktige faktorer for riktig bruk.

HVORDAN DEFINERE LEVETID AV SPRØYTEBETONG ?

Hva er levetid ?

Krav

Statens vegvesens Håndbok 163 "Vann- og frostsikring av vegtunneler" krever en levetid på 50 år hvis ikke annet er angitt.

Begrepet levetid må imidlertid sees i forhold til konsekvensene av reparasjoner og totalkostnad for samfunnet, avhengig av beliggenhet, trafikkmengde, omkjøringsmuligheter og omkjørings- konsekvenser.

Levetidskostnader vil derfor måtte prosjektdifferensieres utfra konstruksjonens viktighet.

For eksempel kan det ved tunnelanlegg med høy trafikk tetthet være totaløkonomisk hensiktsmessig å sette krav til levetid til 100 år. Minimumskrav bør uansett være 50 år.

Definisjon

For konstruksjoner av sprøytebetong bør levetid defineres som den tid konstruksjonen fungerer som forutsatt. Levetiden ansees som over når sikkerhetsfaktoren for hele eller deler av konstruksjonen er under 1. Det vil si at nedfall kan forventes og fare for trafikantene oppstår.

Tiltak må iverksettes før dette skjer.

Problemene melder seg imidlertid ved at en for de forskjellige nedbrytningsmekanismer og kombinasjoner av disse ikke 100 % sikkert vet om nedbrytningsforløpet innebærer en kort initieringsfase og en lang, sakte nedbrytning eller en lang initieringsfase og en hurtig nedbrytning.

Sprøytebetongprosjektet har prøvd å forenkle problemstillingen noe ved å si at levetiden til en sprøytebetongkonstruksjon er over når det kan innebære en fare for trafikantene.

Prosjektet identifiserte i tidlig fase noen hypoteser som la grunnlag for arbeidet med definisjon av nåværende tilstand

Første hypotese var at levetiden varierer avhengig av miljøbelastninger og dette la igjen føringer til inndelingen i delprosjekter. En annen hypotese var at trykkfastheten kan være et mål på konstruksjonens funksjonsdyktighet. Man kommer imidlertid til stadighet opp i problemstillingen at man trenger riktige data fra samme prøvested, testet under samme forhold, med jevne mellomrom. Det er imidlertid klart i prosjektet at ikke alle former for nedbrytning kan måles med fysiske parametre og ofte er det en kombinasjon av fysiske og kjemiske parametre.

HELSE, MILJØ OG SIKKERHET (HMS)

Helse, miljø og sikkerhet blir et stadig viktigere moment i tunnelbyggingen. Dette får også konsekvenser for sikringsarbeider med sprøytebetong.

Nasjonalt:

I Statens vegvesens prosedyresamling, håndbok 149, står det noen linjer om HMS og sprøytebetong:

“Sprøytebetong fungerer ikke som stabilitetssikring før den er herdet.

Personlig verneutstyr inkludert friskluftshjelm eller støvmaske skal benyttes av alle som er i befatning med arbeidet. Dette gjelder også betongbilsjåfører.

På anlegget skal det finnes datablad for betongens tilsetningsstoffer og for den membranherdner som benyttes. Akselleratorvæske er normalt etsende, men det finnes nye og mindre farlige produkter på markedet. Membranvæskedamp kan føre til kvalme og hodepine.”

I Norsk betongforenings publikasjon nr. 7 nevnes i tillegg at klær og fottøy skal være som normalt ved arbeider med fersk betong. Ved propp i utstyret må alltid trykket tas av betong og akselleratorslange før det forsøkes å åpne koblinger.

Internasjonalt:

Til ITA's møte i Washington 1996 hadde Japan Tunnelling Association utarbeidet en rapport, basert på erfaringer fra medlemslandene, med tittelen "Health and Safety in Shotcreting".

Rapporten er delt inn i seks kapitler:

1. Bruk av sprøytebetong
2. Innflytelse av støv på menneskekroppen
3. Nasjonale støvrestriksjoner
4. Metoder for å redusere støvkonsentrasjon
5. Metoder for å redusere støvproduksjon og forbedring av personlig beskyttelse
6. Behov for videre forskning og utvikling av sprøytebetong

Arbeidet ble gjennomført ved utsendelse av spørreskjemaer til deltagerlandene.

Hudskader, øyeskader og astma var rapportert fra mange land. I noen land har dette også medført erstatningssaker.

Innsatsen som har blitt lagt inn for å redusere støv produksjonen har i hovedsak fokusert på forbedring av både sprøytebetongen og utstyret. I mange land anser man våtsprøytemetoden for å produsere mindre støv enn tørr. Det er imidlertid en advarsel da våt metoden kan generere farligere sprøytetåke som inneholder dråper av etsende tilsetningsstoffer.

For å redusere støvproduksjon i tunneler benyttes anleggsventilasjonen aktivt i de fleste land. Effekten av vanngardin og luftgardin har blitt prøvet i noen land, men er normalt ikke i bruk (bortsett fra Canada). Det blir også identifisert et videre behov for forskning for å forbedre arbeidsmiljøet på dette området. I Japan blir blant annet statisk elektrisitet forsøkt som en metode.

Ellers blir det i de fleste land benyttet personlig utstyr som spesifisert i de norske retningslinjene.

INNkjØRINGSSONER

Hvilke belastninger finnes ?

I tettbygde strøk vil innkjøringssoner være særdeles belastet på grunn av salting av tilstøtende vegnett. I tillegg vil man i tunneler med høye trafikkmengder gjennomføre vedlikeholdsrutiner som innbefatter vask av vegger.

I hele tunnelens lengde vil i tillegg den nederste delen (1- 1,5 m), såkalt "sprutsonen", være spesielt belastet på grunn av spruting av saltholdig vann fra vegbanen.

Innover i tunnelen vil andre miljølaster også kunne gjøre seg gjeldende ved at CO₂ kombinert med et ugunstig fuktnivå reagerer med betongens kalsiumhydroksid Ca(OH)₂ og danner kalsiumkarbonat (karbonatisering). Dette fører til at betongens pH senkes og mulighetene for armeringskorrosjon øker.

Hvilke erfaringer har vi ?

Karbonatisering

Tunneler på vestlandet viser få tegn til karbonatisering og tilsvarende er observert for utendørs betongkonstruksjoner.

I tunneler uten ventilasjon viser tendenser at karboniseringsdybden er størst nede og midt i tunnelen. I ventilerte tunneler viser imidlertid karboniseringsdybden i hengen seg å være dypere enn nede. Grunnen til dette er trolig at viftene drar avgassen opp i tverrsnittet, samt at ventilasjonen sørger for en større grad av uttørring av betongen i hengen.

Alle observerte karboniseringsdyp er små (max 10 mm), slik at karbonatisering utfra dette ikke kan sies å være noe problem.

Det er påvist at selv rimelige malinger har gunstige effekter på karboniseringshastigheten, men ingen av beleggene har imidlertid vist tegn til å virke kloridbremsende.

Kloridinntrenging

De høyeste kloridverdiene ble observert i et belte fra 0,2 m - 1 m over vegbanen. I vederlaget viste målingene et betydelig lavere kloridinnhold.

I tillegg er det en ikke overraskende tendens at kloridnivået varierer med tunnelens høyde over havnivå, med høyest verdier nærmest havet. Kloridnivået i undersjøiske tunneler blir behandlet i delprosjekt B.

Generelt

Vi har de vesentligste problemer der veger saltes.

Da større trafikkmengder kombinert med høye frostmengder som regel initierer behov for salting er karbonatisering og kloridinntrenging er økende problem med høyere ÅDT og hastigheter.

Tunnelen får større miljøbelastninger når dagssonen har fall inn i tunnelen, særlig ved stort lengdefall og hjulspor i vegdekket. I tillegg vil hyppighet av salting og type salt (tørt/lake) spille inn på de totale miljøbelastninger som kan påvirke betongen.

Hva er levetiden i innkjøringssoner?

Ut fra dagens datagrunnlag og usikre faktorer er levetid vanskelig å forutsi.

I Ringnestunnelen, Oslo (1986) er miljøbelastningene særlig fra vegsalt store. Tunnelportalene er utført i armert sprøytebetong og erfaringene er hentet herfra. Observasjoner tilsier at armeringskorrosjon er sannsynlig. Hvorvidt nedbrytning tar ytterligere 10 eller 20 år er vanskelig å forutsi, men nedbrytingsprosessen kan bremses ved hjelp for eksempel overflatebehandling.

I tillegg bør tunnelen følges opp med tette intervaller i årene som kommer.

Erfaringsgrunnlaget ellers er stort sett hentet fra plaststøpte tunnelportaler. I Fosskollen tunnel, Drammen (1967) har vi snart 30 års erfaring, uten alarmerende tegn til nedbrytning av betongen. Her har tunnelen vært påført maling med 2- 3 års intervaller noe som har hatt innvirkning på konstruksjonens bestandighet.

Effektene av kloridinntrenging er større fare for armeringskorrosjon og nedsettelse av betongens frostresistens. Frostresistensen er imidlertid også avhengig av betongens fuktinnhold. For sprøytebetong vil selve betongens frostresistans sannsynligvis være bedre enn for heftsonen mellom fjell og betong.

Forslag til krav for nye tunneler

Vi vet generelt endel om hvilke miljøbelastninger man kan forvente i innkjøringssoner i tettbygde strøk.

I innkjøringssoner bør følgende forutsetninger legges inn med hensyn på bruk av sprøytebetong:

- * I tunnelklasse C,D og E bør sprøytebetong i innkjøringssoner ikke benyttes lenger ned enn opptil 3,5 m.
- * Veggelementer bør benyttes fra tunnelklasse C. Disse har god kvalitet på overflaten og kan i tillegg til maling ev.t påføres klorbrems.
- * De første 1-1,5 m over overkant vegbane i tunnelklasse C,D og E ,bør veggelementer, prefabrikkerte betongelementer eller sprøytebetong-konstruksjoner gis en overflatebehandling for å oppnå et bestandig produkt. Normalt kan det av estetiske hensyn være gunstig å fullføre denne behandlingen helt opp til 3,5 m. Alternativt kan man sikre levetid ved å gi armeringen i elementene større overdekning.
- * I tunneler med lavere trafikkmengder, men med salting av tilstøtende veger, bør overflatebehandling gjennomføres helt inn til og med overgangssone I (se håndbok 021).
- * For å unngå at avrenningsvann fra trafikk og vegsalt renner inn i tunneler på fall, bør tiltak iverksettes. Avrenningsfuger har påkalt et stort vedlikeholdsbehov på bruer. Det kan derfor være en fordel å sikre dette på andre måter som for eksempel ved hjelp av store sluk ved inngang til tunnel eller som tidligere nevnt ved økt overdekning på betong.

UNDERSJØISKE TUNNELER

Hvilke belastninger kan påvirke sprøytebetongen under sjø?

De nedbrytningsprosesser som opptrer under sjø kan være flere :

Kjemisk nedbrytning av betong i sjøvann kan innebære mange reaksjonsmønstre. Vannets innhold av aggressive elementer som klorider, sulfater, karbonater og magnesiumsalter vil kunne medføre at disse mønstrene blir uoversiktlige.

Kloridinntrenging og forhøyet magnesiuminnhold er nedbrytningsmekanismer forårsaket av utbyttingsreaksjoner. Det er et resultat av kjemiske reaksjoner mellom herdet sementpasta og en aggressiv løsning.

Betong som er i kontakt med aggressive grunnforhold, som alunskifer og sjøvann, kan være utsatt for sulfat- / nitratsprenging og derav ekspanderende reaksjoner.

Av mekaniske nedbrytningsprosesser er det i undersjøiske tunneler først og fremst frost ved inngangssonene som kan medføre problemer.

Høyt kloridinnhold medfører at stålfibrenes passivitet blir brutt og dette kan medføre elektrokjemisk nedbrytning. Selv ved høye kloridinnhold kan imidlertid vannmetning hindre tilgang på oksygen, slik at korrosjon unngås.

Karbonatisering vil føre til at pH-verdien i betong senkes og korrosjonsbeskyttelsen opphører.

Hvilke belastninger har betydning ?

Delprosjektets overordnede målsetning var å påpeke de miljøbelastninger som har betydning for bestandigheten av sprøytebetong i undersjøiske tunneler, det vil si hvilke funksjonskrav det bør stilles. Samtidig var en sentralt del av undersøkelsene å forsøke å stadfeste hvilken funksjonssikkerhet som sikringen pr. i dag innehar.

Undersøkelsene i undersjøiske tunneler har vært meget omfattende både når det gjelder antall tunneler, og måten tunnelene er undersøkt på:

- 11 undersjøiske tunneler med en samlet lengde på nærmere 40 km. Det er registrert og tilstandskartlagt til sammen 22 km med sprøytebetong langs tunnelens lengdeakse.
- Det er foretatt uttak av kjerneprøver i samtlige tunneler. 316 kjerneprøver har vært undersøkt i laboratoriet.

Undersøkelsene i prosjektet, samt tidligere erfaringer, tilsier at vanngjennomgang av aggressivt vann og potensiale for utluting og utbyttingsreaksjoner er den mest sannsynlige nedbrytningsmekanismer. Disse prosessene initieres av en fellesnevner, nemlig vannlekkasjer.

Der det er behov som sprøytebetong som fjellsikring, må det foreligge en skikkelig filosofi for hvordan vannlekkasjer skal dreneres. "Vanntetting" med sprøytebetong er en "ikke-løsning" og medfører som oftest et høyt akselleratorforbruk, som igjen fører til en mer porøs sprøytebetong med ennå dårligere bestandighet.

Undersøkelsene dokumenterer videre særdeles høye kloridinnhold og kloridprofilene antyder at lekkasjevann også renner igjennom sprekker for deretter å spre seg på betongflaten mot tunnelrommet og trenge inn i betongen fra trafikksiden. Kloridinnhold i fiberarmert sprøytebetong ansees imidlertid for å være av mindre betydning enn først antatt. Selv i områder med høye kloridinnhold er fibrene innstøpt i tett betong og ikke offer for korrosjon annet enn i overflaten ut mot tunnelrommet.

Skulle korrosjon forekomme vil utsprenging av betong som følge av korrosjon stålfiber være svært usannsynlig, både på grunn av fibrenes volum og at korrosjonsprodukter impregnerer porer og hindrer sprenging.

Av samme grunn anses også karbonatisering å være av mindre betydning. Det er imidlertid dokumentert fra flere tunneler at stålfiber kun korroderer i karbonatisert betong.

Prøveresultatene antyder bedre kvalitet enn de visuelle betraktninger

Det har vært en gjennomgående tendens at det visuelle inntrykket har vært dårligere enn resultatene fra laboratorieanalysene tilsier.

Den visuelle kartleggingen viser forskjellige resultater for de ulike tunneler. I enkelte tunneler er store deler av innvendig overflate dekket av sprøytebetong. Variasjonene i sjikttykkelser er tildels meget store, fra 1 til 20 cm. I kartleggingsarbeidet ble det også påvist at det i områder med vannlekkasjer ofte er sprøytet tykkere enn i områder uten. Undersøkelsene viste også at det er i områder der det er tynnest sprøytet at betongen virker mest nedbrutt. Dette påpekes også av Norges Byggforskningsinstitutt.

Grunnen til at prøveresultatene av ser ut til å vise en bedre betongkvalitet kan være at prøvene i henhold til prøvingsfilosofi (dvs. der sprøytebetong er brukt som forutsatt) stort sett innehar sjikttykkelser på over 6 cm. Det er imidlertid entydig i alle rapporter at tykkelser på 1-3 cm har mer riss, dårligere heft, mer nedfall og mer utvasking av kalk, sammenlignet med tykkere sjikt.

Bruken av stålfiberarmering under sjø

Undersøkelsene i delprosjektet er, bortsett fra ett tilfelle, entydige i at korrosjon av stålfiber er et overflatefenomen. Selv med svært høye kloridinnhold i betongen er stålfiberarmering ikke utsatt for korrosjon annet enn i overflaten. I ett punkt i Freifjordtunnelen har prosjektet imidlertid registrert korrosjon av stålfiber i sprøytebetongen i hele tykkelsen, dette til tross for minimal karbonatisering i nevnte punkt. Tynnslipet viste imidlertid at korroderte fibre til nå ikke har påført betongen skader i form av korrosjonssprengning, og det er lite sannsynlig at dette lille volum vil ha potensiale for å sprengte ut sprøytebetong.

Hvis forhold som gir fiberkorrosjon er til stede, vil fibrene kunne få en levetid på 3-4 år. Dersom fjellet ikke deformerer seg etter denne perioden, vil behovet for stålfibre være minimalt.

Spørsmålet er kanskje om det i undersjøiske tunneler, der det generelt sett ikke forekommer nevneverdige deformasjoner, er nødvendig med stålfiberarmering?

Der sprøytebetong anses som nødvendig bør derfor forsøk med uarmert sprøytebetong gjennomføres i det videre.

Kritiske parametre

Kan en utfra dette prøveprogram si noe mer om hvilke parametre som er kritisk med hensyn på nedbrytning av sprøytebetong ?

Det er ingen overraskelse at det er vannlekkasjene i undersjøiske tunneler som påviselig initierer en hurtigere nedbrytning av sprøytebetong. Dersom fjellet er vått og det stadig lekker inn vann må sprøyteoperatøren "peise på" med aksellerator for å få etablert sikringen. Hvis ikke en annen filosofi er spesifisert av byggherren har sprøyteoperatøren ikke noe valg når det er lekkasjer og beskjed om sprøyting er gitt. Slike områder vil områder representerer selvsagt høy-risiko områdene med hensyn på bestandighet.

En sikrere håndtering av lekkasjer, f.eks ved an boring og drenering, vil være en ekstra arbeidsoperasjon som koster tid og penger. Dette er imidlertid et forhold som byggherren bør gi større oppmerksomhet og beskrive løsninger.

Trykkfasthetene målt som et gjennomsnitt av alle prøver i hver tunnel antyder en høyere verdi enn spesifisert.

I tillegg er de ved kontroll av fasthetsklasse på utborede kjerner angitt i NS 3420 at fasthetsklassen kan ansees tilfredsstilt dersom lavest registrerte prøvefasthet, omregnet i h/d 2:1 ikke er lavere enn 80 % av kravet til karakteristisk sylinderfasthet. På grunn av økt fare for strukturelle feil og dermed undermålere, er det generelt vanskeligere å tilfredsstille dette for sprøytebetong enn for vanlig konstruksjonsbetong, gitt samme kvalitetsnivå. Trykkfasthet er ikke en like sentral egenskap for sprøytebetong som for vanlig konstruksjonsbetong, og det kan derfor være akseptabelt å tillate enkelte undermålere ved slik prøving.

Ellingsøy og Valderøytunnelene, Møre og Romsdal, viste ikke tegn til nedbrytning i analysene utført i 1996, mens de faktisk viste det i 1990. Dette har med å gjøre valg av prøvingsfilosofi. Restlevetid av materialet sprøytebetong kan kun estimeres lokalt/individuellt og bare på grunnlag av integrerte tolkninger av fysiske og kjemiske data med gode observasjoner over tid. Prosjektet kunne for å oppnå dette med fordel ha komplettert programmet med flere plan- og tynnslipsundersøkelser.

Valg av prøvested vil også være sentralt i en slik sammenligning. Skal en velge prøvesteder der betong er langt under minimumstykkel og la dette gjenspeile helheten ? Prosjektet har bevisst lagt undersøkelsene til sprøytebetong benyttet som forutsatt, og dette kan også være grunnen til disse avvikene i prøveanalyser. Nedbrytingsprosessen med penetrerende sjøvann, er imidlertid kjent. Således har store defekter med C35 i

Ålesundstunnelene heller ikke blitt påvist. Det er imidlertid en kjensgjerning at den nivåhevingen som har blitt gjennomført fra en C25 til C45 MA medfører en forbedring også med hensyn på levetid. Undersøkelsene kan imidlertid tyde på at trykkfasthet (med lave v/c-tall, MA kvalitet) er høyt oppe på listen over kritiske parametre, men ikke øverst.

Sprøytebetongen har et fiberinnhold som er noe lavere enn det som er foreskrevet under sprøyting. Dette gjelder for samtlige tunneler, med unntak av Godøytunnelen, Møre og Romsdal. Bortsett fra nevnte punkt i Freifjordtunnelen, Møre og Romsdal korroderer fiber kun i overflaten, men hvilken betydning har en gjennomgående korrosjon? Antakelig ingen, da volum på stålfibrene er for lite til å kunne påføre betongen sprengingsskader. I tillegg til at nytten ved bruk av stålfiber i områder der ikke er forventet deformasjoner sterkt kan diskuteres, anses karbonatisering av ovennevnte grunner også for å være en minimalt problem og således en lite kritisk parameter.

Kartleggingen og undersøkelsene i perioden 1985 til 1996 viser ganske entydig at sprøytebetongtykkelsen er en av de viktigste parametre for bestandighet av sprøytebetong under sjø. Tykkelsen varierer mellom og i de ulike tunnelene, og variasjonene går fra under 1 til opp mot 20 cm. I prøveprogrammet for 1996 har prøvene vært tatt ut med tykkelse større enn 3-4 cm. Undersøkelsene støtter opp om tidligere kunnskap om at en forutsetning for at sprøytebetongsikringen er holdbar er at den har en minimumstykkelse på 5-6 cm, og at en tykkelse på 8 cm vil bety en klar bestandighetsforbedring i forhold til 5-6 cm.

Karbonatisering anses å ha mindre betydning ved bruk av stålfiberarmering. Karboniseringsdybdene i tunnelene er generelt lave og ligger på 0-1 cm fra tunnelrommet. For en sjiktskykkelse på 7 cm tilsvarer dette ikke mer enn 14 %, mens det for en tykkelse på 2 cm er 50% ! På samme måte vil aggressiver vandre med høyere hastighet gjennom slike tynne sjikt (forutsatt like materialeegenskaper) og raskere initiere nedbrytingsprosessen.

Generell nedbrytning går derfor med høyere hastighet i et tynt enn tykt sprøytebetongsjikt. Erfaringer fra kartlegging i 1996 viser også at tynn sprøytebetong har mer riss, dårligere heft, mer nedfall og mer utvasking av kalk.

Således vil det være mer hensiktsmessig å bruke andre sikringsmetoder (rensk/bolter) i stedet for å påføre tynne lag med sprøytebetong. Når bruk av sprøytebetong er berettiget, bør det derimot sprøytes med en tykkelse på minimum 6 cm.

Skal utfra det ovenstående forsøke å rangere kritiske parametre anser sprøytebetongprosjektet tykkelsen som den kanskje nest viktigste parameter for en bestandig sprøytebetong.

Ved siden av tilstrekkelig tykkelse er det særdeles viktig å gjennomføre en sikrere håndtering av lekkasjepunkter.

Operatøren har en viktig funksjon for at sluttproduktet skal bli bra. Byggherren har imidlertid et ansvar i å spesifisere sluttproduktet og hvordan dette utførelsesmessig kan oppnås. Ofte vil en generell beskrivelse kreve en tolkning i forhold til de virkelige fjellforholdene. Byggherren må ha et medansvar for å foreta denne tolkningen.

Deretter vil parametre som gir en tett og homogen betong og konstruksjon som f.eks: trykkfasthet, v/c-tall, begrenset forbruk av aksellerator, tilstrekkelig komprimering mm. være viktige.

Kloridinntrenging og karbonatisering ansees som sagt utfra foreliggende dokumentasjon å være mindre viktig i undersjøiske tunneler.

Eventuelle muligheter for alkalireaksjoner er ikke sett på i dette prosjektet, men initiert som et delprosjekt under storprosjektet "Bestandige betongkonstruksjoner". Resultatene herfra vil være klare i 1998.

Uansett hvordan er ser på kritiske parametre for sprøytebetong i undersjøiske tunneler så må utgangspunktet av ethvert sikringsarbeid imidlertid være, som for bolting, å vurdere om bruk av sprøytebetong utfra fjellforholdene er nødvendig og riktig.

Hva er restlevetid under sjø?

Der sikringen er brukt som forutsatt har vi i dag kun bortimot 10 års alder på sprøytebetongen. Enkelte steder, spesielt i avslutning i veggene har man imidlertid redusert levetid på grunn av tynne sjikt.

Det er åpenbart at Statens vegvesen på sikt vil få problemer med nedbrytning og nedfall av tynne sprøytebetongsjikt i de undersjøiske tunnelene, spesielt da i avslutninger i veggene.

FROSTSONER

Hvilke belastninger kan en forvente i frostsoner ?

I frostsoner vil vangjennomtrenging kunne føre til volumendringer av betongen og påfølgende frostsprenging. Har man i tillegg til dette belastninger fra tinesalter, vil den totale miljølasten være enda større.

I forbindelse med våte fjellpartier og vannlekkasjer kan frost i vegtunneler føre til ulemper for trafikk og omfattende vedlikeholdsarbeider. Tunnelfysikk er et begrep som

skal dekke alle fysiske forhold i og omkring en tunnel og de forandringer som skjer med disse forhold.

Man pleier å regne med at frosten har liten betydning i tørt tunnelfjell, og dette er påvist gjennom praktiske erfaringer i en årrekke. Temperaturen i fjellveggen vil et stykke inn i tunnelen svinge sterkt i løpet av året. Som følge av steinmaterialers varmeutvidelseskoeffisient vil dette føre til en pakning om sommeren og løsgjøring om vinteren, og med tid vil dette arbeidet kunne resultere i nedfall av stein også i tørt fjell.

Det er imidlertid i forbindelse med vått fjell og vannlekkasjer at frost i tunnelen byr på store problemer. Problemene kan bestå av:

- Is i tak og vegger løsner og faller ned i mildværsperioder eller om våren
- Lysarmatur brytes ned av islast
- Kjørebane blir islagt ved drypp fra tak
- Drensgrøfter fryser til isdannelser opp på kjørebanen
- Stein og sprøytebetong faller fra tak og vegger som følge av frostsprenging

Hvilke erfaringer har vi ?

Sprøytebetong i frostsoner har så langt vist seg å kunne medføre bestandighetsproblemer ved vannlekkasjer og fuktutslag. Norsk betongsforenings Publikasjon nr. 7 poengterer også det faktum at den viktigste frostskademekanisme for sprøytebetong er løsssprenging fra underlaget pga. vannførende berg.

Kartleggingen i prosjektet viser en hurtigere forringelse av kvalitet av tynne sprøytebetonglag i vannførende frostsoner enn f.eks. i tørre områder.

De konkrete erfaringen fra tunnelene i vedlegget er selvsagt avhengig av alle de utførelsesmessige og materialteknisk parametre ved bruk av sprøytebetong. Generelt sett antyder imidlertid erfaringene fra fylkene at:

- * problemene oppstår ved vannlekkasjer/ fuktutslag
- * flere frostsykler pr. vinter er ugunstig
- * Tunneler fra 1960-70 : Avskallinger + utsprenginger
1980: Økende bomdannelser
1990: Vann, kalkutfellinger - ikke avskallinger eller bom.
- * mindre vannmengder kan være en større belastning enn store.

Kombinasjonen vann og frost og påfølgende utsprenging antas å være en av viktigste årsaker til mekanisk nedbrytning av sprøytebetongkonstruksjon. Har man i tillegg tilgang på salt vil nedbrytning kunne utvikles ennå hurtigere.

Bruk av aksellerator i frostsoner

Økt akselleratortilsetning reduserer trykkfastheten, men minsker prelletapet. Det kan spares betong ved økt akselleratortilsetning. Ved bruk av høyere utgangskvalitet på betongen kan kravene til trykkfasthet på vegg tilfredsstilles. Laboratorietester viser at høy akselleratordosering er ugunstig med hensyn på bestandighetsegenskapene. Det er derfor viktig å begrense bruken av aksellerator og eliminere mulighetene for overdosering.

Ellers viser registreringen at den nye og tettere betongen kan ha bedre bestandighet mot frost enn de eldre kvalitetene.

Hva er levetiden i frostsoner?

Utfra dagens datagrunnlag og de mange material- og utførelsesparametre er levetid vanskelig å forutsi.

Med hensyn på de avdekkede tendensene kan man uten drenasje av våte partier forvente en levetid på 30 år. Dette varierer imidlertid avhengig av betongkvalitet, tykkelse, armering, antall frostsykler, samt mengde vann i belastet punkt.

Det er derfor viktig å utarbeide en bestandig sikringsstrategi for særdeles våte partier. Ofte vil det jo nettopp være i disse partiene sikringen trengs mest !

Forslag til krav for nye tunneler

Vi vet generelt en del om hvilke mekanismer som vil opptre i frostsoner.

I frostsoner bør følgende forutsetninger legges inn med hensyn på bruk av sprøytebetong som skal ha permanent funksjon:

- * Bruk av aksellerator bør begrenses (f. eks $<10 \text{ l/m}^3$ som brannsikring og 20 l/m^3 som fjellsikring)
- * Sprøytebetong bør ikke benyttes på vannlekkasjer. Dersom dette allikevel anses som nødvendig må det foreligge en skikkelig strategi for vann- og frostsikring.
- * Ved mindre lekkasjer må avlastningshull for konsentrert uttak av lekkasjer vurderes.

- * Det er viktig at minimumstykkelsene overholdes da erfaringer viser at tynn sprøytebetong er spesielt utsatt.

"SPRAKEFJELL"

Utviklingen i "sprakefjell"

Norsk tunnelbygging har tradisjonelt sett brukt bergets bæreevne som et konstruktivt element. Riktig bruk av sprøytebetong fordrer at fjellforhold og deformasjoner er utgangspunkt og fundament for sikring.

Det er imidlertid en kjennsgjerning at sprøytebetongprosessen har vært i rivende utvikling både på materialsiden, utstyrsiden og ikke minst med tanke på den totale prisutvikling. I 1985 kostet sprøytebetongen med lange fiber i Gudvangatunnelen 5000 kr/m³. Det er imidlertid viktig at det er en balanse mellom levetidskostnader og anleggskostnader.

Det blir i stadig større grad fokusert på HMS og derav tunnelarbeiderenes sikkerhet, og dette vil det nødvendigvis måtte taes meget alvorlig. Balansegangen mellom arbeidssikkerhet, permanentsikring og påfølgende total kostnader ved intensive bergtrykksyttringer vil derfor ofte innebære et uløselig dilemma, da tyngdepunktet naturlig nok vil ligge på arbeidssikring og framdrift. I tillegg vil sprøyterigger i millionklassen stående "i beredskap" på anlegget, være en tungtveiende faktor for bruk.

Erfaringene med levetid av sprøytebetong i sprakefjell er varierende, men generelt sett gode. I en del tunneler har langtidserfaringene også vist seg å være uavhengig av betongkvalitet og utførelsesår. Riktig bruk av øvrige sikringsmidler kan være den avgjørende faktor her. I tillegg er sprøytebetongtykkelsen spesielt viktig da tynne lag har en tendens til å flake av allerede etter kort tid, spesielt i avslutninger under vederlag. Det er derfor viktig at det for det enkelte anlegg spesifiseres en filosofi for permanentsikring som ivaretar arbeidssikkerheten og den permanente sikkerhet i tunnelens levetid.

Sikring må dimensjoneres etter deformasjonene

Bergtrykksyttringer vil i høy grad avhenge av bergarten. Skifrige bergarter vil ofte gi et mindre forsvarsel når det gjelder avskallinger enn f.eks granitt.

Spennningene avtar ikke med tiden. Målinger fra Hegguratunnelen og Kobbskaret i samme punkter dokumentere at man etter henholdsvis 15 og 10 år har eksakt samme spenningsbilde.

Det er derfor viktig at arbeids- og permanentsikringen dimensjoneres for dette både med hensyn på belastninger over tid og derav konstruksjonens bestandighet.

Sikringsrutiner må nyanseres og rekkefølgen er viktig

Tidspunkt for bolting og sprøyting har vist seg å være særdeles viktig for bestandigheten av sprøytebetong i sprakefjell.

I fjell med høye bergtrykk er det som regel metoden med kontrollert deformasjon som er anvendt ved permanentsikring. Endeforankrede bolter med lang bruddforlengelse tillater en viss deformasjon. Dette gir avspenning i fjellet mot tunneloverflaten og fører spenningene lenger inn der fjellet selv er i stand til å ta dem opp. Det avspente fjellet nær tunneloverflaten gir tilstrekkelig og gradvis støtte/ mothold for spenningene. Sen sikring må imidlertid ikke gå på bekostning av tunnelarbeiderenes sikkerhet.

Det må vektlegges at bolter kombinert med rensk vil være den primære fjellsikring ved middels og god fjellkvalitet, mens sprøytebetong fungerer som et supplement der man har behov for å sikre mot avskallede fragmenter og derved opprettholde bergets bæreevne.

Som generell regel bør sprøyting før bolting unngås. Dette skyldes først og fremst at fristelsen for uhemmet bruk kan bli for stor uten at det finnes noen garanti for at det er utført forsvarlig rensk.

Undersøkelser med spenningsmålinger, deformasjonsmålinger og uttak av borkjerner i tilstrekkelig dyp for visuell bedømmelse og måling av mekaniske egenskaper i en rekke tunneler med avskallingsproblemer, viser at spraking praktisk talt uten unntak er et overflatefenomen, med en aktiv sone inntil ca. 0,5 m og spenningskonsentrasjoner inntil 2,0-2,5 m. Dette er også erfaringene fra tallrike høyt belastede pilarer i gruver. I slike tilfeller vil en boltelengde på 2,0-2,5 meter være tilstrekkelig. Dette er tilnærmet uavhengig av tunnelbredden ved normale bredder. Ved kraftige bergtrykksyttringer kan en oppleve en oppknusningssone som strekker seg opptil 2 m inn i fjellet og boltelengden må i slike tilfeller økes til 4 - 5 m. Ved intens avskallingsaktivitet vil bortrensning av den aktive sonen føre til ny oppsprekking og da er spørsmålet når man skal slutte å renske ?

Det er påvist at sprøytebetong stort sett ikke opptar spenninger og at dens funksjon i hovedsak er å holde avskallede heller mellom bolter eller "kilsteiner" på plass, og derved opprettholde bergets bæreevne. Denne effekten er vanskeligere å oppnå ved sikring med bolter og nett.

Endeforankrede bolter uten oppspenning og med stor bruddforlengelse er som nevnt helt nødvendig for å oppnå stabil sikring med spenningsfordeling på langs av bolten. Dette gir bolten anledning til å få stabilisert seg sammen med berget med andre ord en

kontrollert deformasjon. Her vil boltelengden spille en rolle da lengre bolter tillater større absolutt deformasjon. Fullt innstøpte bolter gir ingen spenningsutjevning langs bolten, og fører til ekstra store ødeleggelser på bergoverflaten i tunnelperiferien.

I Høyangertunnelen, Sogn og Fjordane, sikret man utelukkende med bolter og nett. Nettene som ble brukt som arbeidssikring var kraftig korrodert og de fleste ble etter gjennomslag skiftet ut med nye, i tillegg til at det ble utført omfattende sluttrensk og etterbolting. Permanentsikringen i Høyangertunnelen består av plastbelagte nett. Nettene har fungert bra og medført lite rensk og de viste i 1996 ingen tegn til nedbrytning.

Sikring med nett er forholdsvis enkel å etablere, men vil skytes ned av påfølgende salve. Sluttrensk vil også kunne føre til at nettene må tas ned og bolter etterstrammes. Dette gjør at bruk av nett totalt sett er svært arbeidskrevende. Man har også ved bruk av nett problemer med utfall i veggene. Løsninger med bolter og nett kan imidlertid tenkes brukt i sprakefjell i områder med moderat/lite sprak, der hovedhensikt er å sikre mot nedfall fra hengen.

Sprøytebetong ble på 1960-tallet benyttet i forholdsvis tynne lag (< 3 cm). Allikevel synes endel av disse å stå bra etter nærmere 30 år. Det primære i disse eldre tunnelene har vært kontrollert deformasjon og grundig bolting før eventuell sprøyting. Dette har også gjort at sprøytebetong fyller opp sprekke som følge av deformasjonene og holder bergfragmenter på plass slik at berget opprettholder sin bæreevne. Det viser seg at der man ikke hadde problemer med bergtrykk under drivingen, reduserte man på sikringen. Dette kunne føre til at man måtte sette inn ekstra bolter etter åpning, spesielt ned i veggene.

Utførelsen av en sikring med sprøytebetong har tradisjonelt vært avsluttet like under vederlaget. Dette har skapt problemer ved at avflaking begynner i avslutning i veggene og jobber seg oppover. På sikt vil dette bli et sikkerhet/vedlikeholdsproblem. Hvis spenningene tilsier det bør derfor sikring utføres helt ned til sålen med bolter og sprøytebetong med minimumstykkelse på 6-7 cm.

I Fodnestunnelen, Sogn og Fjordane, ble det utført meget tett bolting med c/c 1 m før sprøyting i veggene. Deformasjonene etter sprøyting var likevel store.

Optimal tykkelse kombinert med riktig tidspunkt for sprøyting, har vist seg å være de viktigste momenter for lang holdbarhet. Blir betongen for tykk kan dette gi store bruddskader på grunn av øket stivhet, mens blir den for tynn gir dette større fare for utslag. Riktig tykkelse kan se ut til å ligge mellom 60 og 100 mm.

Hvorfor og hvordan fungerer sprøytebetong ved bergtrykksyttringer ?

Lieråsen jernbanetunnel, Drammen, viste at sprøytebetong effektivt kunne benyttes som en øyeblikkelig sikring under fremdriften, men at boltesikring måtte utføres i tillegg for å tilfredstille de permanente forhold. Tilsvarende erfaringer høstet man i kloakktunnelen på Konnerud, Drammen. Konklusjonene den gang var meget høye spenninger i berg med et maksimum 0,25 - 1,5 meter inne i berget. I tillegg var det praktisk talt ingen spenning i sprøytebetongsjiktet, dårlig heft mellom berg og betong og dårlig kvalitet på sprøytebetong med trykkfasthet på ca. 10 MPa.

Sammenligner man datidens erfaringer med dagens er det tydelig at sprøytebetong kan fungere som "lim", som holder bergfragmentene på plass slik at berget selv tar opp kreftene.

I utgangspunktet skal det uhyre lite "sidetrykk" for at en bergmasses styrke økes vesentlig. Forsøk med epoxylim har gitt noenlunde samme effekt som sprøytebetong. Fra gruvedrift er det kjent at høyt belastede pilarer blir stabilisert ved at pilarer surres med wire, og dette er selvsagt lite stive systemer. Ved å holde overflatepartikler på plass, skapes så et lite men avgjørende sidetrykk på berget innenfor, som igjen øker bergmassens styrke slik at en likevektssituasjon kan oppstå. Selv våt betong kan ha denne effekten. Spesielt kan dette være tilfelle når betongen trenger inn i eksisterende sprekker som avgrenser blokker. Implisitt i dette ligger at fiberarmering ikke nødvendigvis er positivt for å oppnå denne effekten, nemlig å dempe bergtrykksyttringene. Tvertimot kan armeringen bidra til at inntrengingsevnen i sprekker blir dårligere. Imidlertid er det også klart at fiberarmering gir seigere betong, som kan oppta større bergflak som eventuelt spraker løs bak betongen.

Er stålfiberarmering alltid nødvendig ?

Erfaringene i prosjektet viser også at man må vurdere bruken av stålfiberarmering. Stålfiberarmert sprøytebetong gir en økt bøyestrekfasthet, men selv i områder med deformasjoner har det vist seg at uarmerte konstruksjoner har stått bra i over 30 år.

Dette fordrer imidlertid utfra de erfaringer en har, at endeforankrede bolter med lang bruddforlengelse installeres og gjennomgår en kontrollert deformasjon før eventuelt uarmert sprøytebetong påføres. Forventer man imidlertid ytterligere deformasjoner vil stålfiberarmeringen ha en gunstig effekt ved at betongen kan ta opp last selv om den er deformert.

Uarmerte sprøytebetongkonstruksjoner er i slike tilfeller mer utsatt for uanmeldt kollaps. Ved bruk av sprøytebetong uten stålfiberarmering må også konsekvensen av et eventuelt økt prelltap evalueres.

For å ta utgangspunkt i størrelsen på bergspenninger og spenningsyttringer og vurdere dette opp mot valg av sikring, må én ta med i betraktning hvilke sikkerhetsvurderinger som ble gjort ved bygging. I Viketunnelen har en f.eks svært lave trafikkmengder og vil

således vurdere nødvendig permanentsikring noe annerledes. Generelt sett må man imidlertid evaluere hvilke totaløkonomiske konsekvenser et slikt valg vil få.

Hva er levetid av sprøytebetong i områder med bergtrykksyttringer ?

Erfaringene fra norske veg- og jernbanetunneler tilsier at levetiden av sprøytebetong i sprakefjell er avhengig av ovennevnte momenter. Et definisjonsspørsmål blir derfor om en skal regne levetid som over når 0,1 kvm. eller 3 kvm. faller ned ? Det vil imidlertid være nærliggende å definere levetiden som over når nedfall av konstruksjonen eller deler av den får konsekvenser for trafikksikkerheten. Der sikringen er brukt som forutsatt har vi allerede i dag over 30 års levetid. Enkelte lokale steder, spesielt i veggene har man imidlertid redusert levetid til under 1 år på permanentsikringen.

Delprosjekt E: Brannsikring av PE-skum

Siden brannsikring av PE-skum med betongprodukter ble et alternativ i 1987 har forskjellige produkter vært prøvet, og utviklingen har gått fra brannsikring med lettbetong på "flagrende" PE-plater i Ålesundstunnelene til dagens tunge nettarmert konsepter.

Vegdirektoratet har i nært samarbeid med Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern siden 1987 testet mulige metoder for brannsikring av PE-skum. Brannteknisk har lettbetong-produktene vist seg å gi muligheter for optimalisering mhp. tykkelse.

Gode branntekniske egenskaper oppfylles ofte ved at produktene er porøse, slik at luft isolerer i porene. Dette er også den store ulempen levetidsmessig. Aggressiver får vandre gjennom brannsikringen på kort tid og initiere nedbrytningsprosesser. Analysene viser også dette ved at de fleste lettbetongene er karbonatisert tvers igjennom og således initierer armeringskorrosjon. Observasjoner i prosjektet indikerer at karbonatisering er vesentlig mer avgjørende for start av korrosjon på stålfiber enn kloridinnhold.

Undersøkelsene med trykk/sug belastninger antyder også at heft mellom PE-skum og lettbetong faktisk bedres etter utførte aksellererte tester.

I enkelte lokale punkter med betongtykkelse mindre enn 1 cm viser levetiden seg å være under 5 år. Andre steder nærmer betongen seg en alder på 10 år uten nevneverdige tegn til nedbrytning.

Ordinær sprøytebetong har en noe bedre evne til å lede varme, men dette er kompensert ved et tykkere belegg. Erfaringene fra Ekeberg-tunnelen viser også at denne brannsikringen har en god sikkerhetsmargin utfra den dimensjonerende 5 MW personbilbrannen.

Med hensyn på levetid viser undersøkelsene og befaringene at sprøytebetong i minimum 60 og 70 mm tykkelse ikke viser tegn til nedbrytning. Der fukt trenger gjennom PE-skum og sprøytebetong sees kalkutfellinger karakterisert som hvite områder. Dette har ingen konstruksjonsmessige betydninger. Vedvarer imidlertid lekkasjen, kan dette medføre fare for utvasking av betongen i det belastede området. I tillegg vil dette i frostsoner medføre et vedlikeholdsmessig problem i form av isdannelser og iskjøving, i tillegg til at også selve sprøytebetongen vil kunne få frostskafer.

Sprøytebetong som brannsikring av PE-skum vil hovedsakelig ha miljøbelastningene fra trafikksiden. Disse er stort sett kjent og armeringen i betongen kan med forholdsvis enkle midler sikres mot korrosjon.

Sammenligner en nettarmerte konstruksjoner med fiberarmerte, vil nettarmerte konstruksjoner kunne medføre et annet deformasjonsbilde når nedbrytning har kommet så langt at det er fare for nedfall. Fiberarmert sprøytebetong antas å ha bedre heft til PE-skummet, men ha større muligheter for lokale skjærbrudd i nedbrutt område. Nettarmerte konstruksjoner vil gi et annet forvarsel ved at armeringen holder biter på plass.

Alle erfaringer så langt viser at riktig utførelse med ordinær sprøytebetong på PE-skum er en bestandig løsning, med en levetid på over 50 år. Dette fordrer imidlertid en viss grad av vedlikehold.

Karbonatisering av betongen må holdes "i sjakk", og erfaringer viser at selv enkle tiltak som påføring av maling begrenser karbonatiseringsdybden. Sprøytebetong som brannsikring av PE-skum er ikke vedlikeholdsvennlig, slik at bruk av metoden må vurderes ut fra vedlikeholdsbehov og derav trafikkmengde. I høytrafikk tunneler bør veggelementer av betong benyttes, og formulering i håndbok 163 bør endres fra *bør* til *må*.

ØVRIGE ERFARINGER

Vedlikeholdsaspektet må ikke neglisjeres

Sprøytebetongens store ulempe som innerkledning i tunneler er dens ujevne og ruge overflate.

Den er vanskelig å holde ren, og trekker fort til seg støv. Der sprøytebetong er benyttet som brannsikring, og PE-skum på baksiden ikke er forskriftsmessig oppmontert (kan være eldre tunneler), vil lekkasjer kunne føre til problemer og være vanskelig å reparere.

Det har vært gjort forsøk med utglatting og forskjellige malingstyper. Utglatting har vist seg å være særskilt tid/kostnadskrevende. I Innfjordstunnelen, Møre og Romsdal gjennomførte man i 1996 et forsøk med utglatting av sprøytebetong. Erfaringene herfra viste at stål Brett var lite egnet pga. ujevn overflate. Kost fungerte noe bedre, men var tungvint. Hele arbeidsprosessen tok lang tid og var kostnadskrevende. I det ytre laget (2 cm) ble det lagt til finsats for å lette pussingen.

En del malinger har vært prøvet, og enkelte har gitt en merkbar forbedring.

Behovet for vask av tunnelvegger avhenger av trafikkmengden, og dette må derfor også samsvare med valg av vann- og frostsikringsløsning. I håndbok 163 anbefales det at det fra og med tunnelklasse C benyttes elementer av betong i veggene, som gir en adskillig bedre linjeføring og en mer vedlikeholdsvennlig flate. Denne anbefalingen bør omgjøres til krav.

Hvis sprøytebetong benyttes i tunnelklassene A og B må en vurdere de kostnadmessige konsekvenser av vedlikehold opp mot alternativene.

Material- og produksjonstekniske erfaringer

En del av erfaringene av materialteknisk karakter er nevnt under resultater i delprosjektene.

Sprøytebetong må ikke benyttes som "vannsikring". Vannlekkasjer med omfang av betydning må dreneres før sprøyting.

Hva er minimumstykkelse ?

Tykkelse er en gjennomgående viktig faktor og spørsmålet er hva som i realiteten ligger i minimumstykkelse-begrepet. God praksis har til nå vært å fylle i gropene og avrette den uregelmessige fjelloverflaten, og deretter legge på et jevntykt lag. Hvor mye betong som skal legges i gropene, og hvor mye som avsettes til jevn fordeling er det normalt sprøyteoperatøren alene som bestemmer. Dette kan nok føre til at det jevntykke laget kan bli nokså tynt fordi en god del av bestilt betong har gått til avretting.

Byggherren må her ta mer konkret stilling til hvordan det bestilte antall m³ skal fordeles på fjellet. Dette bør gjøres generelt for sprøytebetongprosessen og konkret på det enkelte anlegg dersom fjellforholdene tilsier det. Byggekontrolløren bør estimere hvor mye betong det går med i gropene, og gjøre seg opp en mening om i hvilken grad avretting skal foretas.

Dette bør meddeles sprøyteoperatøren direkte, slik at han har klarere retningslinjer å forholde seg til. Om bestilt/ anvendt betongmengde er passe stor bør revurderes fortløpende, blant annet basert på tykkelsesmålinger.

Utførelsen av sprøytearbeidene er viktig

Riktig sprøyting for å oppnå maksimal heft er vinkelrett på underlaget. Sprøyting skrått i forhold til underlaget gir skrens av strålen og dårligere heft.

Tidligere brukte en skruepumper med liten kapasitet og da var det forholdsvis enkelt å følge fjellkonturen med sprøytemunnstykket. Med dagens stempelpumper og sprøytekapasitet i størrelsesorden $20 \text{ m}^3 / \text{time}$ kan det være en uoverkommelig oppgave å følge et uregelmessig fjellprofil. Operatøren må følge de store linjen og overse detaljene.

Dagens sprøytebetongpriser er basert på utnyttelse av den høye kapasiteten til moderne sprøyteroboter. Kanskje ville det vært riktigere å redusere pumpehastigheten ved sprøyting av det første påslaget mot fjell så mye at en i større grad sikrer heften til fjellet. Dette må i tilfelle beskrives og kreves av byggherren.

En vurdering av fjelllets evne til å gi heft med sprøytebetong bør også vurderes, da dette kan variere avhengig av bergarter, foliasjoner etc.

Er alkalireaksjoner et bestandighetsproblem ?

Alkalireaksjoner i betong tar lang tid (15-30 år utendørs) i Norge. Reaksjonen medfører ekspansjon av betongen, med bl. a. kraftig opprissing til følge. Skadetypen var ukjent i Norge inntil for relativt få år siden.

Hittil er det ikke påvist alkalireaksjoner i sprøytebetong i Norge og dette kan ha flere årsaker:

- lave temperaturer i tunneler og fjellrom.
- fine tilsalgskorn
- bruk av silikastøv

Mye av tilslaget i Norge er mer eller mindre reaktivt. For vanlig støpebetong kan en sikre seg mot skadelige reaksjoner ved bruk av lav-alkali sement. Denne muligheten finnes ikke for sprøytebetong, fordi sprøytebetongakselleratoren (natriumsilikat/"vannglass") inneholdes så mye alkalier at en vil overstige de grenseverdier en tror er riktige uansett.

Det er altså usikkerhet om alkalireaksjoner med tid vil kunne bli en reell skadeårsak for sprøytebetong. Innen prosjektet "bestandige betongkonstruksjoner" arbeides det videre med problemstillingen, og resultater av dette arbeidet foreligger ved utgangen av 1998.

Ansees imidlertid alkalireaksjoner som et problem kan en ta med følgende formulering i spesifikasjonene:

“Tilslaget til sprøytebetong skal være dokumentert ikke-reaktivt i henhold til Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 21”

For at tilslagskravene skal være på lik linje med de som gjelder for støpebetong etter revisjon av prosesskode 2, bør en dessuten også ta med:

“Tilslaget skal oppfylle de krav som er gitt til tilslag i prosess 84.4 (vegvesenets håndbok 025 - prosesskode 2) og være DGB-godkjent i klasse II.”

I deler av landet vil disse kravene medføre problemer fordi det ikke finnes tilslag som kan dokumenteres ikke-reaktive. For disse vil det være snakk om langvegs transport av tilslag, eller at nye alkalifrie akselleratorer benyttes.

Høyt forbruk av aksellerator gir et mindre bestandig produkt

Generelle erfaringer tilsier at et høyt forbruk av aksellerator (vannglass) medfører et mindre bestandig sluttprodukt. I tillegg til nevnt farer med hensyn på alkalireaksjoner vil høyt forbruk medføre redusert fasthet, økt permeabilitet, ruere overflate, større svinn, vanskeligere kompresjon og større problemer ved sprøyting på nettarmerte konstruksjoner.

HMS er også et viktig moment for vurdering av aksellerator og dette er kommentert tidligere.

Den senere tid har det kommet nye alkalifrie akselleratorer på markedet, som gir et mer tilfredsstillende arbeidsmiljø og samtidig åpner for forbedringer med hensyn på tidlig fasthet. Hvis sprøytebetong utfra fjellforholdene er ansett som riktig sikringsmetode, kan bruk av dette medføre store kostnad- og sikkerhetsmessige besparelser på grunn av høyere fasthet i tidlig fase og derav øket inndrift. De langsiktige konsekvensene av dette er derimot ikke kjent, og slike bestandighetsanalyser vil utføres i Strømsåstunnelen, Drammen av Statens vegvesen Buskerud. Her har flere av de aktuelle aktører fått tildelt prøvefelter som ved gitte frekvenser vil kunne analyseres.

Har pumpetypen noen betydning?

I dag benytter sprøyteriggene for det meste stempelpumper. Inntil 1986-88 var skruerpumpene enerådene. Skruerpumpene gir jevn betongstrøm, mens stempelpumpene gir støtvis betongstrøm. I tillegg gir akselleratorpumpen jevn strøm slik at man med stempelpumper kan oppnå ujevn akselleratortilsetning. Dette påvirker ikke bare betongens masseforhold, men også prelltap og komprimering. Graden av pulsering avhenger både av pumpetype, betongens pumpbarhet og av pumpehastighet.

Stempelpumpene er i tillegg "alt-etende" i forhold til skruerpumpene. Dette kan medføre bruk av betongrecepter som har dårlige sprøyteegenskaper, og som derfor har større tilbøyelighet til komprimeringsfeil.

Det er viktig å ha disse momentene i bakhodet med hensyn på videre kvalitetsforbedringer av materialer, metoder og utstyr.

Er byggherrens spesifikasjoner presise nok ?

Sprøytebetongfaget består av et mylder av detaljspørsmål i skjæringspunktet mellom fagområdene ingeniørgeologi, anleggsteknikk og betongteknologi. Sprøyteoperatøren har en sentral rolle hvorvidt en sprøytebetongsikring blir bestandig eller ikke. Disse er generelt sett dyktige og samvittighetsfulle medarbeidere, og byggherren kan med formulering i Statens vegvesens prosesskode 33.4 c føle seg rimelig sikker på at "kvalitetsstempelet" er i varetatt. Problemet kan imidlertid ofte være på manglende spesifikasjoner fra byggherren på hvordan produktet skal være. Beskjeder gitt fra byggeleder til anleggsleder når ikke alltid fram til sprøyteoperatør som de ble gitt, således kan en med fordel vurdere en mer direkte kommunikasjon mellom byggekontrollør og sprøyteoperatør, selv om dette kan ha juridiske betenkeligheter.

Å henvise til en beskrivelse er ofte ikke nok når det gjelder utførelsen av sprøytebetongarbeidene. En beskrivelse vil ofte være av generell karakter, og det trengs en tolkning av den i forhold til de virkelige fjellforholdene.

HVA STYRER BRUKEN AV SPRØYTEBETONG ?

Generelt

Det vil også i framtiden være adskillig viktigere å se mer helhetlig på hele tunnelbyggingsprosessen. Kostnadene må ikke deles mellom anlegget 2 år og drift 48 år, men slås sammen til en livstidskostnad.

Valg av sikringsmetode må ikke bare skje ut fra hva som er hensiktsmessig ved utførelsestidspunktet. Det er også av stor viktighet å legge levetids- og vedlikeholdskostnader til grunn.

Det er som regel enighet på det enkelte anlegg i framgangsmåten med sprenging, rensk og bolting og påføring av sprøytebetong hvis nødvendig. Ofte ser man imidlertid at rutineene under drift endres til rask maskinell rensk og påfølgende sprøyting, motivert med sikkerhet for stuff-folkene. Det finnes selvsagt tilfeller der dette er eneste brukbare måte å forsere enkelte soner på, men heller unntaket enn regelen. Når man så på et

senere tidspunkt skal bolte, er man avskåret fra den direkte observasjon av sprekker og andre strukturer i fjellet slik at bolter kan bli feilplassert.

Det kan være flere årsaker til denne utviklingen:

- * fjellarbeider er mer blitt mer industri enn håndverk og nærkontakt med fjellet drukner i den grovere, raskere og mer industrielle framdrift.
- * myndigheter og byggherrer legger opp til et hardt tidspress med korte byggetider noe som kan føre til hardt tidspress uten å tenke på levetid i nødvendig grad.
- * konkurransen er knallhard og prisene lave slik at entreprenørene må velge løsninger som ivaretar egen økonomi. Det er ganske vanlig å bestille sprøytebetong før salva går og man i det hele tatt har fått vurdert sikringsbehovet. Dersom anlegget er leier en dyr sprøyterigg vil det også være "dårlig" økonomi ikke å bruke denne.
- * salveplan, sprengstoff og krav til kontur er ofte ikke tilpasset et optimalt sikringsbehov

Det finnes ytterligere mange momenter som gjør at man kan forstå den reelle motivasjon for bruk av sprøytebetong, og det får deretter bli opptil byggherren å basere sikring på de langsiktige eierinteresser uten å forringe sikkerheten til arbeiderne på stuff. Man skal selvsagt ikke være så nostalgiske at et ønske om "knematertiden" overskygger det utviklingspotensiale moderne tunneldrift blant annet med sprøytebetong har, men helhetlig tenkning mot et bestandig produkt må til en hver tid være fundamentet. Denne helhetlige tenkning må også evne å se drivemetode, rensk, bolter, sprøytebetong og vann- og frostsikring i sammenheng.

Når det gjelder bruk av sprøytebetong må den således baseres på den dokumentasjon som foreligger mhp. arbeidssikkerhet og permanentsikkerhet.

Kriterier for valg og riktig bruk av sikring vil således ha god forankring i den reelle situasjon, såvel som de økonomiske aspekter over konstruksjonens levetid.

OBSERVASJONSPUNKTER OG TILTAK I ELDRE TUNNELER

En av målsetningene i dette prosjektet har vært å prøve å spesifisere hvordan man skal identifisere kritiske soner og hvordan disse bør sikres før eventuelle nedfall.

Vedlikeholdsrutinene må også innbefatte en kontroll av fjellsikring der dette er mulig. Kontrollen bør registrere variasjoner i sprekker, vannlekkasjer og synlige deformasjoner.

Installasjon av ekstra bolter og oppmontering av fjellsikringsnett kan være en løsning for å holde videre utvikling under oppsikt. En slik tilleggsikring kan for mange områder oppveie for de mangler sprøytebetongsikringen måtte vise seg å ha.

Dersom skadene er av en slik art at det kan innebære fare for trafikanter, bør i første omgang oppmontering av fjellsikringsnett vurderes. Utvikler skaden seg må sikringen erstattes eller utbedres.

I innkjøringssoner vil kloridinntrenging trolig være den avgjørende faktor for kvalitetsforringelse av armert sprøytebetong. De største belastningene vil være opp til 2 meter på veggene. Lokale nedfall\utfall vil trolig ikke være til hinder eller fare for trafikken.

Det bør i tillegg til kloridproblematikken også vies oppmerksomhet til utviklingen med hensyn på karbonatisering, spesielt innover i tunnelen ved armerte sprøytebetongkonstruksjoner.

I undersjøiske tunneler bør rutinene i vedlikeholdsstandarden følges, dvs. bomkontroll og at prøver av sprøytebetong tas for hvert 5. år. Prøveprogram bør legges opp sentralt og sammenlignes med tidligere analyser.

I områder med sprakefjell vil trolig de kommende års vedlikeholdsproblemer starte i veggene. Disse må holdes under oppsikt og utbedres før de innebærer en fare for trafikantene.

Ved sprøytebetong som brannsikring av PE-skum må områder der PE-skummet lekker behandles separat, ved at disse punktene observeres over tid og rehabiliteres før det er til fare for trafikantene. Lekkasjen må da tettes ved at skadet området pigges ned, PE-skum erstattes eller tettes, og ny betong sprøytes på. Medfører en slik lekkasje isproblemer bør denne prosedyren vurderes utført tidligere.

Også ved påkjøringsskader bør denne metoden benyttes.

Kontroll av bomdannelser krever en nøyaktig dokumentasjon fra tidligere vedlikeholdsperioder slik at utviklingen kan følges. I sprakefjell vil kontroll av bomme partier ikke ha noen hensikt, da fjellet i seg selv er bomt.

Ser en dokumentasjonen i dette prosjektet opp mot trafikksiden kan man generelt sette opp følgende sjekkliste for observasjonspunkter:

- * kontroll av utvikling med hensyn på:
 - sprekker, punktene må merkes, rapporteres og holdes under oppsikt. Sprekkevidder kan måles med strektykkelseslinjal med jevne mellomrom
 - nedbøying av betong, "hengekøyer". Observeres og undersøkes. Hvis nedbøying er antatt å skyldes belastninger fra baksiden må det utvises forsiktighet. Maskinell renskemaskin bør tilkalles for å pigge ned aktuelt område.
 - lekkasjer, punktene må holdes under oppsikt, spesielt mhp. utvasking av betongen og fare for eventuelle nedfall.
 - vegger, tynn betong og avslutning i veggene må holdes under oppsikt. Begynnende avflaking kan på sikt medføre et stort vedlikeholdsproblem.
 - analyser, dersom tydelig tegn på nedbrytning av betongen finner, kan kjerner bores ut for analyse. Dette gjøre iht. håndbok 015, kap. 15.5621.

Arbeidet utføres fra korg med godt lys, hammer og renskespett.

Metoder for sikring er nevnt ovenfor.

AVSLUTNING - HVA ER RIKTIG BRUK AV SPRØYTEBETONG

Prosjektet startet i 1995 med dette spørsmålet som utgangspunkt. Vi har løpet av disse tre årene nedlagt et betydelig arbeid for å dreie interessen for sprøytebetong mot byggherrenes langsiktige eieransvar og således bestandighet. Prosjektet har identifisert en del viktige faktorer for lenger levetid og disse bør i framtiden spesifiseres som minimumsfaktorer som må være tilfredsstilt.

Slik prosjektet ser det kan følgende punktliste settes opp for riktig bruk av sprøytebetong:

Generelt:

- * sikringsmidler må dimensjoneres utfra bergforholdene
- * vannlekkasjer må dreneres før det sprøytes
- * bergets bæreevne må brukes som et konstruktivt element
- * sprøytebetong dimensjoneres som et samvirke med bolter
- * tykkelsen må være minimum 60 mm på alle punkter
- * bruk av stålfiberarmering er overdrevet og kan med fordel nyanseres og bør kun benyttes der det er forventet deformasjoner.
- * det kan i noen tilfeller være viktigere å øke tykkelsen framfor å benytte stålfiberarmering, f.eks i undersjøiske tunneler.
- * sprøytebetongen bør ha lav permeabilitet og lavt v/c-tall
- * bruk av aksellerator bør begrenses (f.eks $< 10 \text{ l/m}^3$ for brannsikring og 20 l/m^3 for fjellsikring)

Innkjøringssoner:

- * rimelig behandling med maling øke levetiden betraktelig
- * sprøytebetong bør ikke benyttes i klasse C, D og E opptil 3,5 meter

Undersjøiske tunneler:

- * i tillegg til nødvendig tykkelse utføre en sikrere håndtering av lekkasjepunkter

Frostsoner:

- * lekkasjer i sprøytebetong må isoleres

Sprakefjell:

- * generelt må kontrollert deformasjon og grundig bolting gjennomføres før sikring med sprøytebetong
- * sikring bør tas helt ned til banketten med spesifisert minimumstykkelse og kombineres med en nedre bolterad
- * bolter lengre enn 2,0 - 2,5 meter vil som regel være uten hensikt

Brannsikring av PE- skum:

- * lettbetonger i 20-30 mm tykkelse bør ikke benyttes
- * ved nettarmerte konstruksjoner bør tilslaget ha en maksimal diameter, $D_{\max}$, på 6 mm.
- * riktig betongresept er viktig for å oppnå flyt og skikkelig omstøp av armeringsjern
- * ved bruk av stålfiberarmerte konstruksjoner bør konstruksjonen etableres i 3 påslag der stålfiberinnhold og lengde differensieres.

Det bør arbeides videre med å forbedre arbeidsmiljøet under sprøyteprosessen. Dette kan blant annet gjøres ved å utrede alternative, mere miljøvennlige tilsetningstoffer.

Sprøytebetong er og vil i framtiden være et sentralt element innen tunnelbygging. Denne sentrale posisjonen vil kunne opprettholdes dersom innsikt i virkemåten, kunnskap om geologien og viten om bestandighet sees i sammenheng og danner grunnlag for bruken.

SUMMARY

Sprayed concrete has been used as temporary and permanent support in Norwegian tunnels since the 1960^s. However, it only gained widespread popularity in the 80^s. Today, sprayed concrete is the major constructional element of most Norwegian tunnels. As such, its durability is intrinsically linked to that of the tunnel itself.

Linings of dry mix sprayed concrete were tested in Norwegian road tunnels in the early 1960's. The performance of linings, judged against what would today be called unreasonable expectations, was so unsatisfactory that the support method was hardly used for the following 15 years. The main reasons for this were problems with delamination, water leakage, frost damage as well as difficulties in assessing safety and the demand for maintenance.

Linings of wet mix sprayed concrete were introduced at the beginning of the 1980's and its use has since then increased radically. In addition, the cost of shotcreting has decreased to almost 35 % of the price in the beginning of the period. The use of external contractors also increased radically in this period, from 0 % in 1977 to approximately 50 % in 1995, while the direct labour, in house, works have been constant during the period.

The Norwegian Public Roads Administration initiated in 1995, due to the dramatic increase and the systematic use of sprayed concrete as rock support, a comprehensive project to broaden the knowledge on durability aspects. The project "Proper use of sprayed concrete in tunnels" is managed by The Public Roads Administration and the work is performed in co-operation with The Public Railroads.

The project

Linings of sprayed concrete may be exposed to a very aggressive environment. The risk of early deterioration is high if the material quality and the performance of the works is not in equilibrium with the environmental loads.

The durability of sprayed concrete is highly dependent on the aggressivity of environmental loads and the project is divided into sub-projects dealing with different types of loads:

Entrance zones, sub-sea tunnels, frost zones, rockburst and fire protection.

Experiences from the project will also be quality revised, verified and incorporated into another large research programme dealing with "Durable concrete structures" in general.

Experiences

Entrance zones

Sprayed concrete is in many tunnels used as final lining, either on rock or as fire protection of polyethylene foam. Tunnel entrance zones in Nordic urban areas will be exposed to different aggressive loads during the winter. Icy roads leads to the use of de-icing salts. The aggressivity of the water or moisture entraining the tunnel lining is therefore high in the entrance zones. This activity combined with a high CO₂ content and an unfavourable moisture content, will increase the probability of depassivation and subsequent corrosion of the steel reinforcement.

Measurements performed on concrete and sprayed concrete linings in the Oslo-area have shown that the depth of depassivation is minimal (less than 10 mm). The chloride content is relatively high and is at its highest at 0,2 - 1 m above the road level.

Sub-sea tunnels

The durability investigations were at first based on a condition survey of the linings. This mapping designated areas for core sampling and laboratory testing. Most of these linings have already been mapped and analysed in earlier programs, five to ten years ago.

Saline water leakages will imply special durability requirements for the rock support methods.

The relatively new linings (max. 7 years old) with C45 MA (environmental class) show few signs of deterioration. Investigations of the older linings have indicated a change of quality at areas of major water leakages. In dry areas, however, sprayed concrete linings show few signs of deterioration.

Fibre corrosion seems to be a surface phenomenon only. Some spots of higher porosity have nevertheless shown signs of fibre corrosion throughout their thickness.

Frost zones

Sprayed concrete in zones of frost has so far revealed signs of deterioration only in areas of water bearing rock with subsequent delamination between rock and concrete layer. This delamination is predominantly occurring in older tunnels (> 20 years) with thin layers of shotcrete (less than 20 mm).

Increased use of accelerator (water glass) leads to a reduction in compressive strength but also a reduction of rebound. Laboratory tests show that increasing water glass content implies an increase in the rate of delamination due to freeze/thaw action

Spalling problems

Rockburst and spalling problems in Norwegian highway tunnels built through highly stressed hard rock have been satisfactorily solved either with rockbolting/ wire mesh, or with rock bolting/ steel fibre reinforced sprayed concrete.

Stress measurements were performed in two tunnels in 1996 at the same spots as during the construction period 10-15 years ago. The results show that the stress level in the fibre reinforced sprayed concrete layer is virtually zero and the main function of the sprayed concrete is to stabilize rock particles in order to maintain the self-carrying capacity of the tunnel.

The bond between the rock and sprayed concrete is predominantly weak.

The thickness is very varying and points of exfoliation are normally combined with thin layers (1 - 2 cm). It is therefore of great importance that the sprayed concrete layer has a sufficient thickness.

Rockburst is a surface phenomenon with an active depth from 0 - 0,5 m and a stress concentration to a depth of 2 - 2,5 m.

Generally

The production and application of sprayed concrete has a major influence on the durability of the material as well as the structure and this must be given special attention in any durability evaluation process.

Investigations show that reduced durability may be caused by deviation from the specified implementation procedure. Knowledge of these aspects must be highlighted, especially by the owner, so that guidelines may actually be based on durable designs.

The main general parametre of concern seems to be thickness and a minimum thickness of 60 mm should be specified. Furthermore, water leakages must be drained before shotcreting.

The design of sprayed concrete must in the future be based on geological and geometrical concerns. Furthermore, sprayed concrete as a whole needs continuous development. This will lead to increased knowledge of deterioration mechanisms and parameters influencing durability and to knowledge of how we can regulate these mechanisms.

REFERANSER

- Bollingmo, P 1996. "Sprøytebetong - Universalmirakel eller kalkede graver. Sikkerhet ved sprøytebetongsikring". Fjellsprenningskonferansen 1996.
- Davik, K.I 1997. "Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Delprosjekt A: Innkjøring- og midtsoner", Statens vegvesen, okt. 1997.
- Davik, K.I 1997. "Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Delprosjekt B: Undersjøiske tunneler", Statens vegvesen, okt. 1997.
- Davik, K.I 1997. "Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Delprosjekt C: Frostsoner", Statens vegvesen, okt. 1997.
- Davik, K.I 1997. "Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Delprosjekt D: Sprakefjell", Statens vegvesen og Jernbaneverket, okt. 1997.
- Davik, K.I 1997. "Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Delprosjekt E: Brannsikring av PE- skum", Statens vegvesen, okt. 1997.
- Fidjestøl, T 1994. "Betong i tunnel" Hovedoppgave NTH Institutt for bygg- og anleggsteknikk.
- Franzén, T 1992. "Shotcrete for underground support: State of the art report with focus on steelfibre-reinforcement". Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 7.
- Garshol, K 1997: "Sprayed concrete for final linings underground. Status of existing linings and modern technology for production of linings with high durability". Summary report for ITA, Vienna April 1997.
- Grimstad, E 1996. "Stability in hard rock affected by high stress and supported by sprayed concrete and rock bolts". Second international symposium on Sprayed Concrete, Gol, September 1996.
- Holmgren, J 1992. "Bergförstärkning med sprutbetong" Vattenfall 1992.
- Kompen, R 1996. "Hvordan oppnå bestandig sikring med sprøytebetong under sjø?" Foredrag på temadag om undersjøiske tunneler august 1996.

- Nordstrøm, E 1995. "Beständighet hos sprutbetong" Litteraturstudie. Elforsk Rapport 95:11. Sverige.
- Nordstrøm, E 1996. "Sprutbetongens beständighet - Inventering", SveBeFo Rapport 26, ELFORSK nr. 96/18. Sverige.
- Norsk Betongforening 1993. "Sprøytebetong til fjellsikring" Norsk betongforenings publikasjon nr. 7.
- Ono, K 1996. "Health and safety in shotcreting" Report for International Tunnelling Association, Working Group: Shotcrete use. Prepared by the Japanese Tunnelling Association.
- Somerville, G 1995. "Residual life of structures" Concrete Nov./Dec. 1995.
- Statens vegvesen 1997. "Feltundersøkelser" Håndbok 015. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1995. "Prosesskode - 1" Håndbok 025. Standard arbeidsbeskrivelse for vegarbeidsdriften. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1995. "Kvalitetssikring vegtunnelbygging" Håndbok 148. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1995. "Prosedyrer for vegtunnelbygging" Håndbok 149. Kvalitetssikring vegtunnelbygging, veiledning til håndbok 148. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1995. "Vann- og frostsikring av vegtunneler" Funksjonskrav og dimensjoneringsregler. Håndbok 163. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1993. "Vedlikeholdsstandard for riksveger" Temahefte til håndbok 111. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen 1992. "Vegtunneler" Normal. Håndbok 021. Vegdirektoratet.

SKADAD SPRUTBETONG I MUSKÖTUNNELN - BAKGRUND, SKADETYPER, ORSAK OCH ÅTGÄRDER

Damaged shotcrete in the Muskö subseattunnel - background, types of damages, cause and actions

Rolf Bergman, Vägverket - Region Stockholm

Tommy Ellison, BESAB

Jan-Åke Åkesson, BERGAB

BAKGRUND

I slutet av 1960-talet ersattes Stockholms örlogsvarv på Djurgården och Skeppsholmen av en anläggning på Muskö i Stockholms södra skärgård. Redan på 50-talet planerades för en fast landförbindelse för den blivande Musköbasen. Enligt de första planerna skulle förbindelsen ske med broar och vägar. Hösten 1954 startade en utredning för att undersöka möjligheten att använda bergtunnlar som ersättning för broarna.

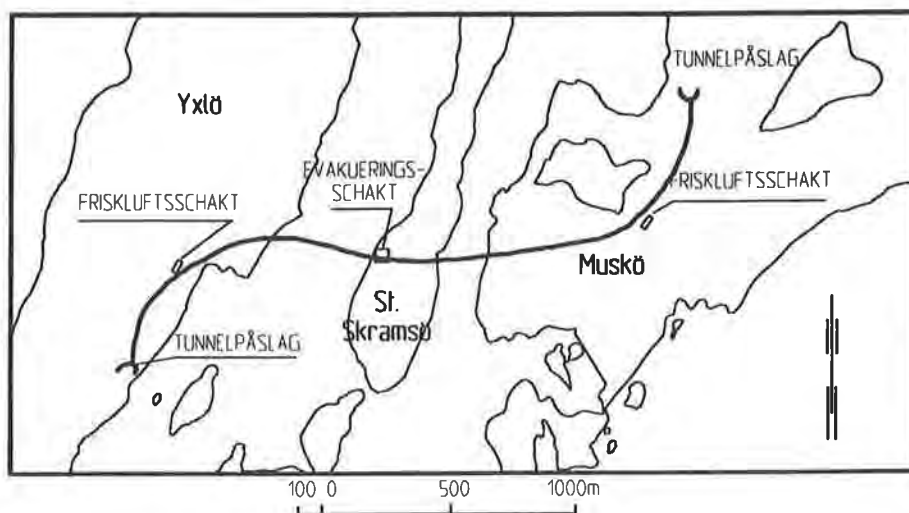
Beslut fattades 1959 att bygga en landförbindelse bestående av väg, två broar och en tunnel i berg - Muskötunneln. Byggnationen skedde i Fortifikationsförvaltningens regi och tunneln var endast förbehållen militär trafik när den öppnades 1963. Detta är viktigt att komma ihåg - när man diskuterar underhåll etc. - att tunneln ej planerades och byggdes för allmän trafik. Då sprängningsarbetena för Muskötunneln var färdiga i slutet av 1963, var tunneln sannolikt världens första biltunnel under havsytan i "oinklätt berg".

Den 15 mars 1964 öppnades dock vägen och tunneln för allmän trafik. Ansvaret för driften överlämnades till dåvarande Kungliga Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen. Vägverket - Region Stockholm ansvarar nu för driften av tunneln.

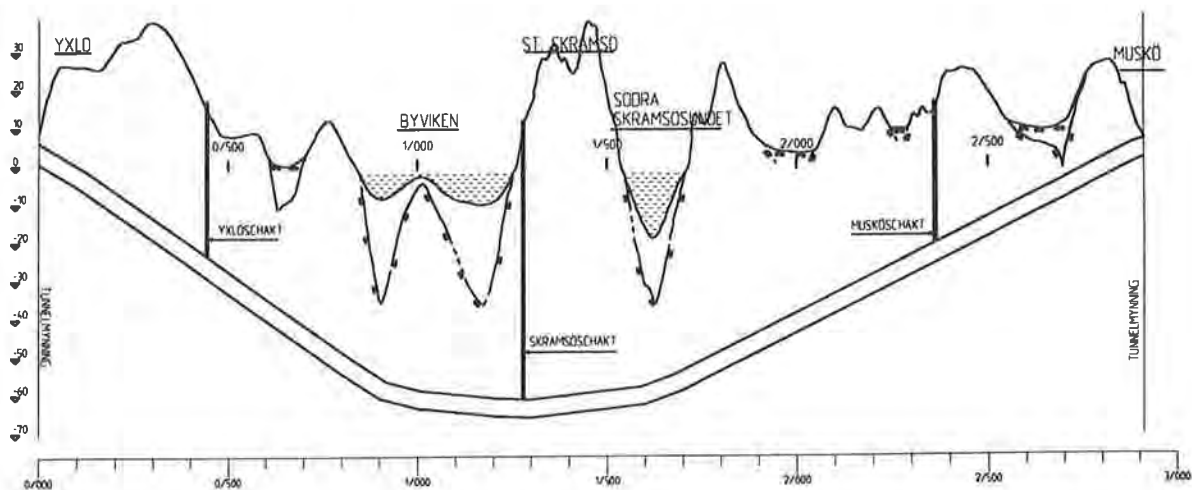
MUSKÖTUNNELN

Tunneln har en bågformad sträckning från tunnelpåslaget vid Yxlö och över St. Skramsö till tunnelpåslaget vid Muskö (figur1). Tunnellängden är knappt 3000 meter.

Som djupast går tunneln ner till - 65 m. Den djupast belägna delen är läckvattenbassängen vars bottennivå ligger på - 72 m. (figur 2). Tunnelns area är 37-40m².



Figur 1 Muskötunnelns sträckning. The extension of the Muskö tunnel



Figur 2 Profil Muskötunneln. Profile of the Muskö tunnel.

Dominerande bergart är grå gnejs eller gnejsgranit med nord-sydlig strykning och östlig stupning. I öst-västlig riktning övertväras gnejsberggrunden av ett antal diabasgångar. Tunneln passerar flera tektoniska zoner med försämrad bergkvalitet. Zonerna har sitt bergutgående i de delvis djupt nederoderade sänkorna i berggrunden enligt figur 2.

Tunneln är förstärkt med en kombination av bergbult och sprutbetong. Huvuddelen av förstärkningen är utförd i samband med att tunneln byggdes. Förstärkningen är således nära 40 år gammal. Bultningen är av typ ingjuten bult med kamstål - Perfo. Senare kompletterande bultning har gjorts med SN-metoden. Takdelen ner förbi anfangen är generellt sprutbetongförstärkt. Huvuddelen är utförd som oarmerad sprutbetong. Vid zoner med nedsatt bergkvalitet är sprutbetongen nätarmerad.

NOTERADE SKADOR

Genom åren har regelbundna inspektioner av tunneln skett. Upptäckta bomma partier i sprutbetongen har bilats ner. Viss kompletterande bergförstärkning har också utförts. Så skedde t.ex. i början av 1970.

Under hösten 1995 utfördes en genomgripande inspektion av hela tunneln. I inspektionen ingick följande moment:

- okulär besiktning
- bomknackning
- provtagning av sprutbetong och analys av proverna
- Boltometertest på ett urval bultar längs tunneln

Vid inspektionen noterades några olika typer av skador på sprutbetongen. Grovt kan skadorna delas in i två grupper:

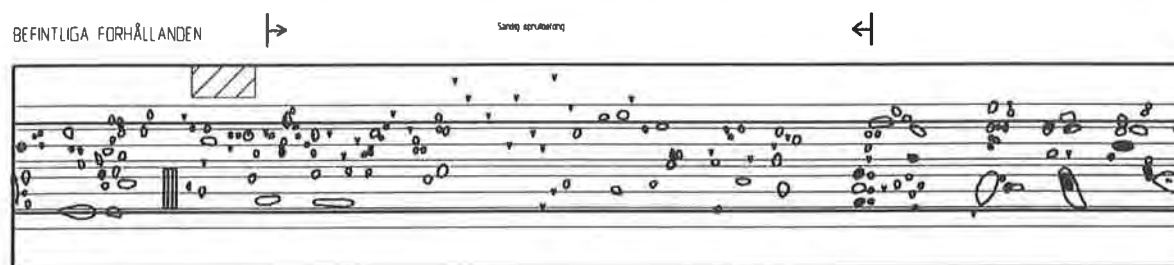
1. "Sandig sprutbetong"

2. "Bom sprutbetong"

Den sandiga sprutbetongen kännetecknas av att speciellt ytskiktet uppvisar nästintill total avsaknad av cement. I den bomma sprutbetongen förekommer ett stort antal ytor av varierande storlek inom vilka sprutbetongen är bom. Gränserna mellan de olika typfallen är inte helt entydiga. T.ex. finns i det som rubriceras som sandig sprutbetong bitvis relativt många bomma partier. Figur 3 visar ett exempel på dokumentationen från inspektionen. De markerade områdena i den befintliga sprutbetongen utgörs av områden som noterats som bomma vid bomknackningen av tunneln.

Den senast dokumenterade besiktningen av tunneln - före den nu utförda besiktningen - utfördes vintern 1985. Vid jämförelse med resultatet från besiktningen 1985 märks en tydlig ökning av antalet bompartier i sprutbetongen. Någon notering av sandig

sprutbetong finns inte från besiktningen 1985. Jämförelsen mellan besiktningarna indikerar således en fortgående och även accelererande process vad gäller nedbrytningen av sprutbetongen.



Figur 3 Exempel på dokumentation från besiktningen 1995.

Example of documentation from the inspection 1995

Provtagning och analys av sprutbetong och läckvatten har gjorts av CBI.

Analyserad prover från sprutbetongen visar att cementsorten överensstämmer med ett standard Portlandcement. Prov från områden där sprutbetongen bedömdes vara intakt visar på en cementhalt av ca 580kg/m^3 . I de svaga ytskikten saknas cement i stort sett helt. Där betongen under ytskiktet visar en bättre kvalitet bestämdes cementhalten till ca 440kg/m^3 .

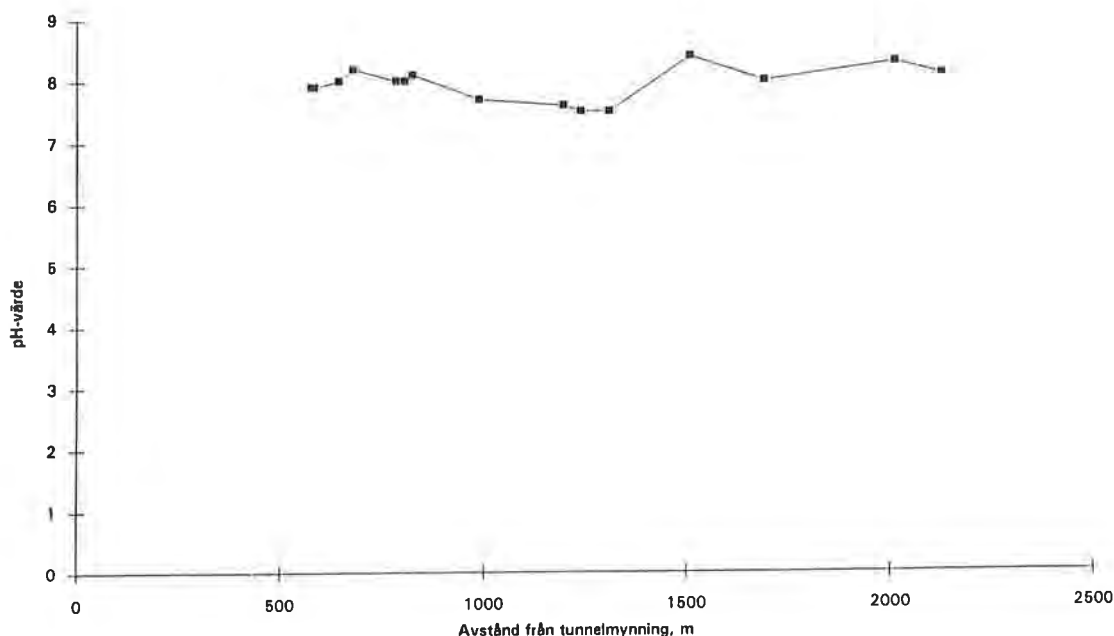
Prover från områden med bom sprutbetong visar på olika typer av beläggningar mellan berget och sprutbetongen - ofta ett gråvitt och gult svagt material. Analyser visade att det gråvita materialet innehåller kalciumkarbonat och ettringit samt kalcit/dolomit. Det gula materialet innehåller gips.

ORSAKER

En första bedömning av orsakerna till den pågående nedbrytningen av sprutbetongen bedömdes vara urlakning. Analyserade material enligt ovan är urlakningsprodukter från cementpasta i kontakt med vatten.

För att närmare utreda orsakerna till noterade skador i sprutbetongen togs vattenprover från hela tunneln och då speciellt inom områden med olika skador. Vattenprover uppsamlades från dropp i tunneltaket och analyserades på sulfater (SO_4^{2-}), Mg^{2+} , Ca^{2+} och marmoraggressiv kolsyra (H_2CO_3). Även pH-värdet analyserades.

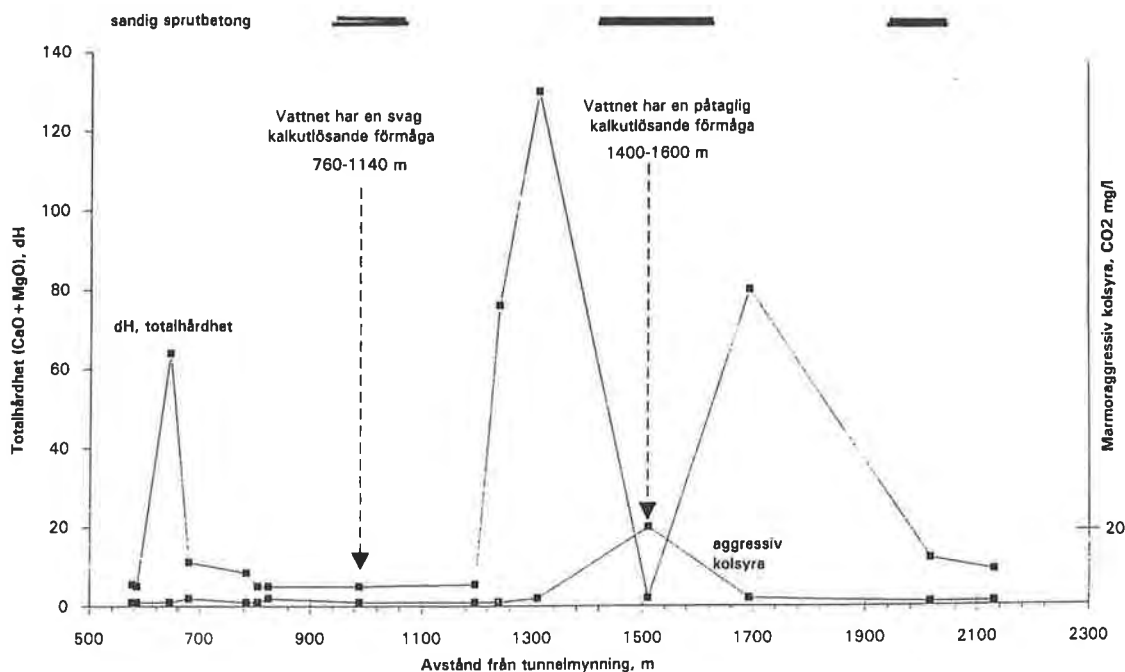
pH-värdets variation längs tunnel framgår av figur 4. Slutsatsen är att pH-värdet på läckagevattnet inte inverkar negativt på sprutbetongen.



Figur 4 *pH-värdets variation längs tunneln.*

The variation of the pH value along the tunnel

Läckagevatten som har en svag till påtaglig kalkutlösande förmåga redovisas i figur 5. Läckagevatten med denna egenskap sammanfaller i stort med områden med sandig sprutbetong.



Figur 5 Läckagevatten med kalkutlösande förmåga

Water with capability of resolving calcium oxide

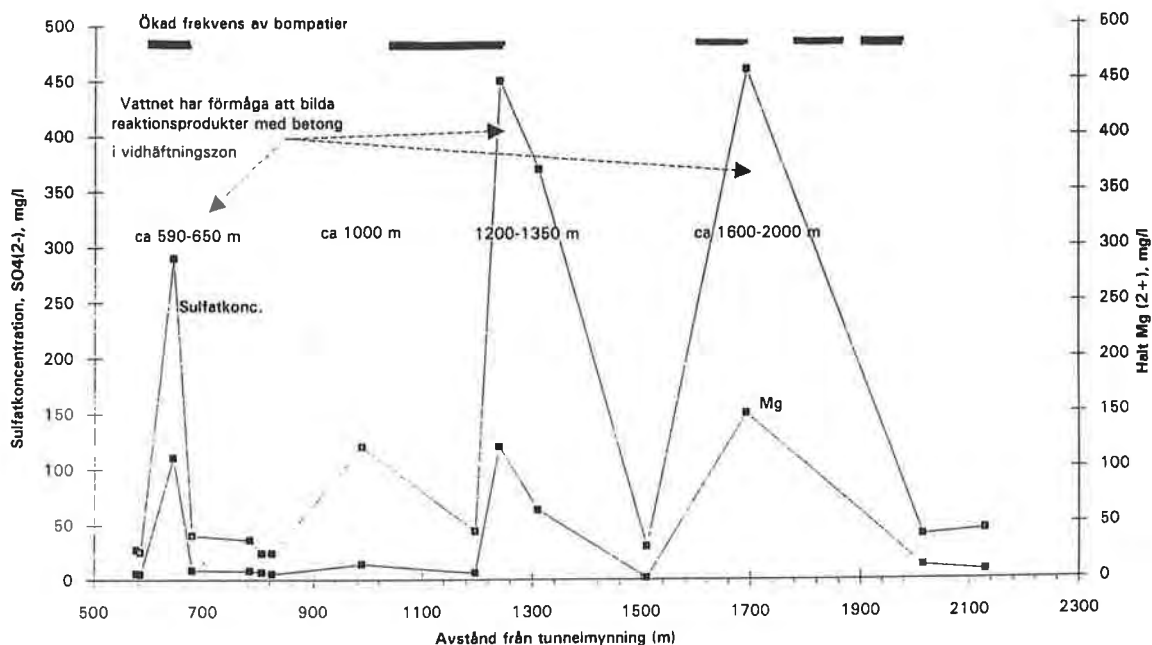
Läckagevatten som har förmåga att bilda reaktionsprodukter/utfällningar med betong i vidhäftningszonen finns redovisat i figur 6. Läckagevatten med denna egenskap sammanfaller i stort med områden med ökad frekvens av bompartier.

Slutsats - orsak

Orsaken till de noterade skadorna på sprutbetongen anses bero på läckagevattnets kemiska sammansättning. Vattnets sammansättning ändrar karaktär längs tunnelsträckningen. Det finns ett samband mellan ökad frekvens av bompartier och vatten med en förmåga att bilda sekundära svällande produkter (gips) i vidhäftningszonen, det vill säga mellan berg och betong.

Det finns även ett tydligt samband mellan sandiga partier och läckagevatten med svag till påtaglig kalkutlösande förmåga.

Sambanden får dock ses som grova då läckagevattnet ställvis transporteras längs kontaktzonen och ansamlas i lokala lågpunkter. Läckagevattnets kemiska sammansättning kan också förändras något under transporten.



Figur 6 *Läckagevatten med förmåga att bilda reaktionsprodukter med betong*
Water with capability of forming products with concrete

FÖRBEREDANDE ÅTGÄRDER

Innan de egentliga reparationsarbetena enligt nedan påbörjades utfördes försök i Muskötunneln med syfte att bestämma en lämplig metod för att avlägsna den skadade sprutbetongen och ersätta den med ny förstärkning. Detta bedömdes vara viktigt med tanke på tunnelns speciella förutsättningar där t.ex. trafiken skulle kunna upprätthållas dygnet runt under hela entreprenadtiden. Inom ramen för de förberedande åtgärderna gjordes följande:

- val av provsträckor
- prov med olika metoder för nedtagning av den skadade sprutbetongen
- test av hur sprutbetongrester, sand etc. skall tas om hand så att dräneringen i tunneln ej sätts igen/länspumpar skadas samt att vägbanan ej skadas
- sprutbetongförstärkning av frilagda bergytor
- vidhäftningsprovning - både på nysprutad och befintlig sprutbetong

Nedan ges en kort redovisning av de olika provade metoderna för nedtagning av skadad sprutbetong och resultatet.

Tryckluftbilning

Olika typer av bilningshammare provades. Dessa lossade bit för bit av sprutbetongen. Det gick dock inte att bryta bort större stycken. Bilningshammrarna var inte praktiska för att ta bort den sandiga sprutbetongen. "Varje cm" behövde bearbetas och detta gick mycket långsamt. Efter att den bomma sprutbetongen tagits ner fanns ofta ett skikt av reaktionsprodukter enligt ovan kvar på bergytan. För att inte den nya sprutbetongens vidhäftning skall bli dålig måste detta skikt avlägsnas. Bilningen måste således kombineras med någon annan metod för slutlig rengöring av bergytan.

Sandblästring

Sandblästring provades inom ett område med sandig sprutbetong med flera små bomma tidigare knackade partier. Endast i undantagsfall var berget rent efter knackningen. Sandblästringen rengjorde bra där knackning utförts men metoden var för långsam när större ytor skulle bearbetas, som vid borttagning av sandig sprutbetong, Sandblästringen gav också mycket spill i form av sand närmast arbetsområdet och i form av fint damm längre bort i "vindriktningen".

Vattenbilning

Två olika utrustningar och olika förhållande mellan tryck och vattenmängd provades. Båda de provade utrustningarna var baserade på handhållna sprutpistoler och roterande munstycken. Ingen av utrustningarna hade tidigare använts för den typ av arbete som nu var aktuell i Muskötunneln.

Generellt för båda utrustningarna var svårigheten att utföra en effektiv bilning handhållet. På grund av vattensprutet var det svårt att se något medan bilningen pågick. Tryck och vattenmängder måste också begränsas vid de handhållna försöken.

Försöken visade dock på en förhållandevis god avverkning av den skadade sprutbetongen - både beträffande bom och sandig sprutbetong. Provningsen visade också klart på att förhållandet mellan tryck och vattenmängd var avgörande för resultatet. Vid samma tryck medförde en större vattenmängd en betydligt bättre avverkning jämfört med en mindre vattenmängd.

De utförda testerna visade klart att vattenbilning var att föredra vid nedtagningen av skadad sprutbetong. För en effektiv avverkning av större ytor krävs dock att utrustningen monteras på någon typ av bärare och att utrustningen kan skötas med någon form av fjärrmanövrering. På så sätt kan också tryck och vattenmängder optimeras för att ett bra resultat under en rimlig tid skall kunna uppnås.

Utförda vidhäftningsprovningar inom de vattenbilade områdena visade att erforderlig vidhäftning uppnåddes. Vid den förhållandevis begränsade provningen varierade vidhäftningen mellan berg och sprutbetong mellan 0.65 och 1.2 MPa.

REPARATIONSARBETET

Allmänt

Reparationen av skadad sprutbetong i Muskötunneln utfördes under hösten 1997. Viss komplettering med dräningar har utförts i januari 1998. Renoveringen omfattade tre olika avsnitt, med en sammanlagd längd av ca 430 m.

För att lösa problemen med dålig vidhäftning och läckande aggressivt grundvatten, valdes mellan två olika metoder:

- ⇒ fiberarmerad bultförankrad sprutbetong, samt
- ⇒ oarmerad sprutbetong

Rensning och rengöring av gammal sprutbetong utfördes i det första alternativet med vattenspolning och robot. I alternativet med oarmerad sprutbetong, måste den skadade sprutbetongen avlägsnas helt. Detta utfördes med vattenbilningsteknik.

Den slutliga lösningen blev att använda båda metoderna i ungefär lika stor omfattning. Dessutom monterades isolerade dräner för att leda bort läckvatten till tunnelns dräneringssystem.

Vattenbilning

Borttagning av skadad sprutbetong med vattenbilning har troligen aldrig tidigare utförts med denna omfattning i en sprängd tunnel. Arbetet utfördes av Högtrycksvatten AB. Vattenbilningsutrustningen arbetade med ett tryck om ca 120 MPa, och ett vattenflöde på ca 200 l/ min. Munstycket var av roterande typ, och med linjär rörelse längs tunneln via balk. Balken monterades på en special-tillverkad bågkonstruktion, som var formad efter tunneltakets krökning. Hela roboten placerades på en höj- och sänkbar plattform, s.k. "Svenljunga-truck".

Erfarenheterna av vattenbilningen är mycket positiva. En del oskadad betong med god vidhäftning satt kvar på berget efter vattenbilning. På övriga ytor blev berget helt rent. Metoden torde vara mycket gynnsam för den nya sprutbetongens vidhäftning.

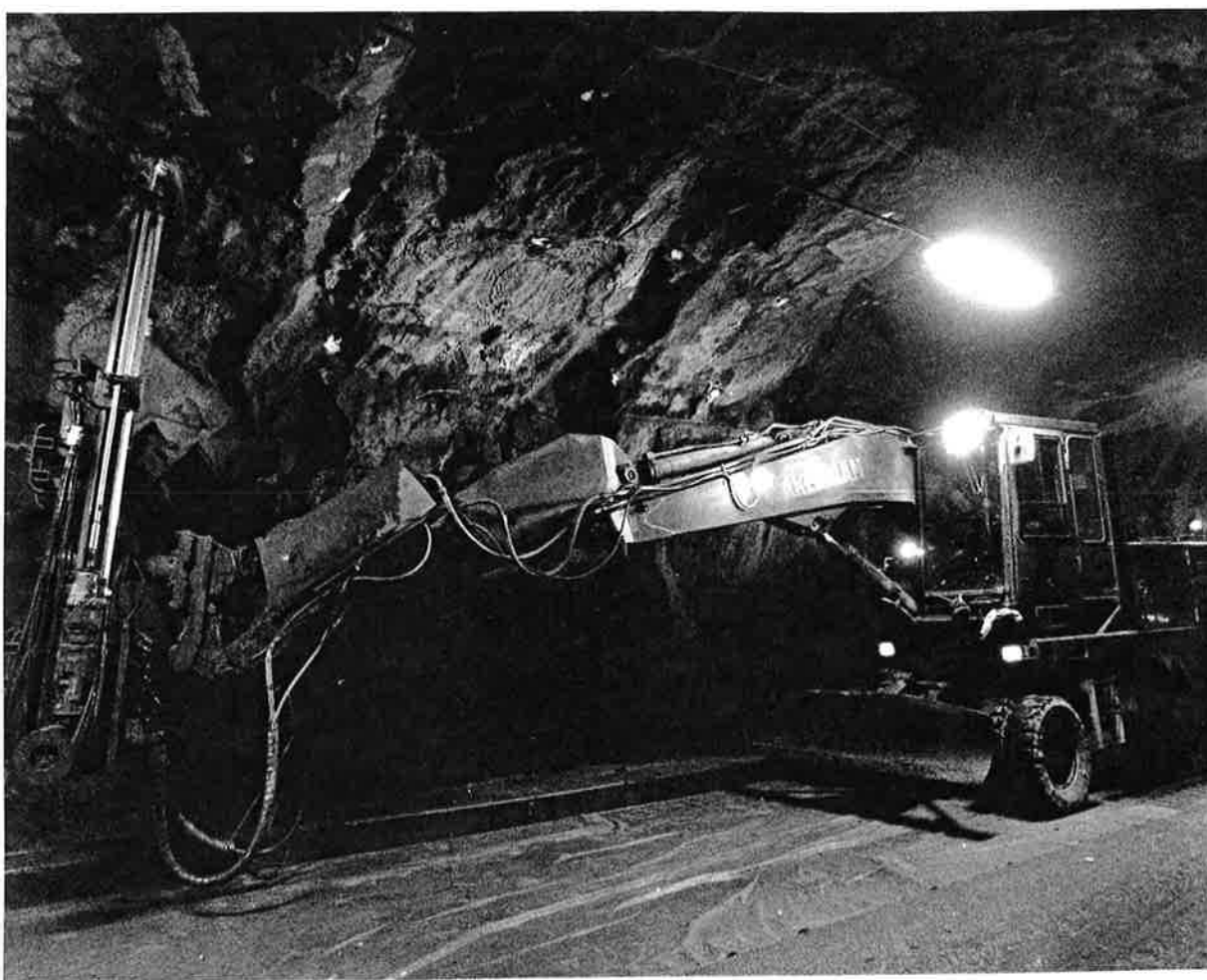


Figur 7 Vattenbilning
Waterjet

Bultförankring

Borrning för systembult utfördes av Hedins Hjulgrävmaskiner AB, med hydraulisk borrarutrustning monterad på en gummihjulsburen grävmaskin. En stor fördel med denna utrustning är att den är lätttrörlig, och inte kräver några installationer. Kapaciteten var tillräcklig för denna entreprenad.

Bultarna av kamstål, monterades manuellt. Cementbruk med $v_{ct}=0,28$, injekterades i hålen med hjälp av monopump.



*Figur 8 Borrning för systembultning
Drilling for systematic anchoring.*

Sprutbetong

All sprutbetong våtsprutades. Den använda utrustningen var av typ Aliva, monterad på ett lastbilschassie. Hela utrustningen var elhydrauliskt driven. Både kapacitet och räckvidd var mer än tillräcklig för detta arbete.

Betongen levererades från betongstation. Den krävda hållfastheten var K40. Bindemedlets sammansättning var C475/ S15. Vattenreducerande tillsatsmedel ingick likaså. Silikatbaserad accelerator tillsattes i munstycket. Stenmax var 8 mm och $v_{ct} < 0,45$. Dramix 30/50 tillsattes fiberbetongen med 65 kg/m^3 .



*Figur 9 Betongsprutning
Shotcreting*

Speciella svårigheter

De svårigheter som vi hade att ta itu med, var bland annat följande:

- **Arbetstider**
Arbetsplatsen var tillgänglig för entreprenören mellan kl 19⁰⁰ och 05⁰⁰. Övrig tid fick inga hinder för trafiken förekomma. Mycket tid gick åt för att etablera och avveckla all utrustning varje skift. Dessutom måste vägbanan vara rengjord efter avslutat arbete. Detta gjorde att tiden för effektivt arbete blev relativt kort.
- **Trafik**
Halva vägbanan var öppen för trafik under hela arbetstiden. Tunneln är relativt smal, och arbetsområdet blev därför mycket trångt. Mellan arbetsområdet och den trafikerade väghalvan, monterades pressenningar. Dessa hängdes i krokar som monterades i bergtaket, och måste monteras och demonteras varje arbetsskift.. Även rengöring av vägbanan måste utföras varje skift. Detta tog mycket tid i anspråk
- **Vinter**
Arbetet utfördes under senhöst och vinter. Oktober – November var oväntat kalla månader.
Arbetet i själva tunneln var beläget så långt in, att det inte blev några problem med frost. Uppställningsplatser för utrustning, samt upplag för material anordnades utanför tunnelmynning, i form av tält med viss värmeinstallation.
Det största problemet var rengöring av betongpump och slangar, som inte kunde utföras i tunneln. Vatten som användes vid rengöringen frös till is på uppställningsplatsen.
- **Installationer**
Elektricitet i tillräcklig mängd fanns i tunnelns elcentral. Arbetsställena låg upp till en kilometer från elcentralen, vilket medförde ganska mycket installationsarbete. Vatten till vattenbilning kördes med tankbil.
- **Slamavskiljning**
Vatten från vattenbilning avbördades i tunnelns dräneringssystem, men slam och grus måste avskiljas. Detta klarades genom att anordna invallningar och pumpgropar, samt utläggning av filter över dränbrunnar.

SLUTSATS

Trots svåra yttre förhållanden, kan vi konstatera att de reparationsmetoder, som använts i Muskötunneln, har varit lyckade ur arbetsteknisk synpunkt. Eftersom vattenbilningen lyckades mycket bra torde metoden med oarmerad sprutbetong vara den snabbaste och mest ekonomiska. Flera andra tunnlar, i Sverige och utomlands, med liknande problem finns. Det finns förhoppningar att detta pilotprojekt leder till att flera tunnlar med kan göras säkra och inbjudande för trafikanterna.

SUMMARY

The 3 km Muskö subseattunnel on the Swedish east coast was built in the early 1960's. To start with, it served temporary traffic during construction of caverns on the Muskö island. After the construction period the tunnel was permanented.

Effects on shotcrete caused by leakage of aggressive seawater, have increased during the last century. In certain areas the cement in the shotcrete was almost disappeared, and the shotcrete were unbonded. Partial rehabilitation have been made a few times, but still the main problem was not solved.

In 1997, restauration of shotcrete was executed in some 430 m of the tunnel. The wounded shotcrete was removed by high-pressure waterjet. The pressure used was around 120 MPa, and the flow was about 200 liter/ min. The robot, mounted on a mobile platform, included a linear movement along tunnel and a curved movement along the roof. This solution was extremely succesfull. The cleaned surfaces seemed to be very sufficient for shotcreting.

Two different constructions of shotcrete were executed:

- *Boltanchored fibrereinforced shotcrete*
- *Unreinforced shotcrete*

Both methods were succesfully wetprocessed, by an electrohydraulic equipment including robotarm, pistonpump and compressor. Readymix concrete with a compressive strength of 40 MPa, included silicafume and waterreducing additives.

Bolts were drilled with a hydraulic drill fixed on an excavator. Anchoring was manually executed, however grouted by a monopump.

The project was, though complications as winterconditions, traffic in the tunnel during work and long distance installations, succesfully completed as planned.

BULTAR OCH SPRUTBETONG I NORRA LÄNKEN – EN TILLÄMPNING AV TUNNEL 95

Bolts and shotcrete at the Northern Link – implementation of Tunnel 95

Magnus Bergman, Itasca Geomekanik AB
Lars Rosengren, Itasca Geomekanik AB

1 INLEDNING

Norra Länken är den del av den planerade infrastruktursatsningen i Stockholm som skall gå mellan Haga Norra i väster, Frescati i norr och Lidingövägen i öster. Under drygt tre år, fram till våren 1997, projekterades detta vägtunnelsystem. Bygghandlingar för flera av de ingående delentreprenaderna har varit ute hos entreprenörer på anbudsräkning. Sedan regeringsrättens utslag avseende bedömt intrång i nationalstadsparken kom i slutet på januari 1997, har arbetet med Norra Länken lagts på is. Man avvaktar Vägverkets utredningar och förslag för att justera utformningen så att lagen efterlevs.

Under projekteringsarbetet med Norra Länken fastställdes Vägverkets nya bestämmelser för vägtunnlar - Tunnel 95. Denna norm introducerade nya krav på dimensionering av och beständighet hos ingående bergförstärkningselement. Krav som i branschen tidigare ej diskuterats eller tillämpats.

Denna artikel beskriver förutsättningar, principer och metodik avseende miljöklassificering av de i systemet ingående förstärkningselementen för att uppfylla beständighetskraven i Tunnel 95 för entreprenaderna Roslagstull och Värtan.

Dimensioneringsprinciper och beräkningar avseende bergförstärkningar som utförts för att uppfylla kraven i Tunnel 95 för entreprenaderna Roslagstull och Värtan redovisades på Bergmekanikdagen 1997 (Rosengren och Olofsson, 1997).

2 KRAV PÅ BESTÄNDIGHET

2.1 Krav enligt Tunnel 95

Projekteringen av Norra Länken påbörjades hösten 1993. Vid den tidpunkten var ännu inte Tunnel 95 framtagen. Frågor rörande bergförstärkning inklusive beständighet av förstärkningselement diskuterades i samverkan med Vägverket Region Stockholm (VST). Detta resulterade senare bl.a. i VSTs projekteringsanvisningar för bergförstärkning.

De nationella normerna BKR 94, BBK 94 och BSK 94 publicerades under senare hälften av 1994. När så Tunnel 95 fastställdes i juli 1995 hänvisade Vägverket direkt till miljöklassavsnitten i BSK 94 och BBK 94. Eftersom projekteringen av Norra Länken då pågått mer än 1,5 år uppstod ett anpassningsproblem. Norra Länkens projekteringsarbete hade ditintills byggts på vedertagen praxis inom bergbranschen. Kopplingen till de nationella normernas bestämmelser kom att påverka bygghandlingen i väsentlig grad eftersom dessa bestämmelser inte är direkt applicerbara på bergtunnelförhållanden. Detta medförde omfattande diskussioner om tillämpning och tolkning av Tunnel 95s innebörd med avseende på aktuella bergtunnlar.

Beständighetsnomenklaturen i Tunnel 95 är ny i bergbyggarsammanhang. I avsnitt 5.1.3.2 - 5.1.3.3 i Tunnel 95 står följande att läsa:

5.1.3.2 Miljöer

Tunnelmiljö klassificeras i invändig och utvändig miljö.

Invändig miljö avser förhållanden i trafikutrymme och i sidoutrymme.

Utvändig miljö avser förhållanden i omgivande material (jord, berg och vatten).

Det exakta läget för avgränsning mellan olika miljöer ska bestämmas utgående från den aktuella konstruktionsdelens skyddande förmåga så att krav på beständighet enligt avsnitt 2.3 säkerställs för miljöklasser enligt punkt 5.1.3.3.

5.1.3.2.1 Invändig miljö

För invändig miljö anges grundkrav och krav för uppvärmt sidoutrymme respektive vägmiljö.

Till vägmiljö hänförs i trafikutrymme belägen byggnadsdel som ligger inom 300 m avstånd från tunnelinfart eller inom 100 m avstånd från tunnelutfart. Vid tunnel, som är längre än 400 m respektive 600 m (enkel- respektive dubbel trafik), begränsas vägmiljöns utsträckning för de inre delarna till att enbart gälla konstruktioner som är belägna mindre än 1,0 m över vägbanans nivå.

Vägmiljö skall inte tillämpas för sådan byggnadsdel som är skyddad av tät inklädnad.

Inklädnad betraktas som tät om den förhindrar att bakomliggande konstruktioner exponeras för saltfrys påverkan.

Till vägmiljö hänförs i sidoutrymme belägen byggnadsdel som kan komma att bli exponerad för dag- och spolvatten

5.1.3.2.2 Utvändig miljö

För utvändig miljö anges grundkrav och krav för marin miljö.

Till marin miljö hänförs byggnadsdel i tunnel belägen:

- Under fri vattenyta med salt eller bräckt vatten
- Under fri vattenyta med sött vatten och bergövertäckningen < 5m
- Under fri vattenyta med sött vatten och berget innehåller vattenförande zoner
- I område med aggressivt grund- eller ytvatten

5.1.3.3

Miljöklasser

Betongkonstruktion ska beräknas och utföras för de i tabell 5.1.3.3 angivna miljöklasserna. Vid tillämpning av BBK 94 ska livslängdsklass L2 användas för bärande huvudsystem och livslängdsklass L1 för inredning.

Tabell 5.1.3.3 Miljöklasser enligt BBK 94, avsnitt 7.3.2

Table 5.1.3.3 Environmental Classification according to BBK 94, part 7.3.2

Tunnelmiljö	Miljöklasser	
	Betong	Armering
Invändigt		
grundkrav	B3	A3
uppvärmt sidoutrymme	B2	A2
vägmiljö	B4	A4
Utvändigt		
grundkrav	B3	A2
marin miljö:		
- grundkrav	B4	A4
- betongkonstruktioner med täckplåt	B3	A3

Nedanstående miljöklasser enligt BSK 94 ska tillämpas vid val av rostskydd för stålkonstruktion inklusive bergbult.

I invändig tunnelmiljö ska M4A tillämpas.

I ventilerat sidoutrymme får M3 tillämpas.

I uppvärmt och ventilerat sidoutrymme får M2 tillämpas.

Begränsad lufthfuktighet förutsätts i båda fallen.

I utvändigt miljö ska M4A tillämpas som grundkrav. Vid marin miljö ska M4B tillämpas.”

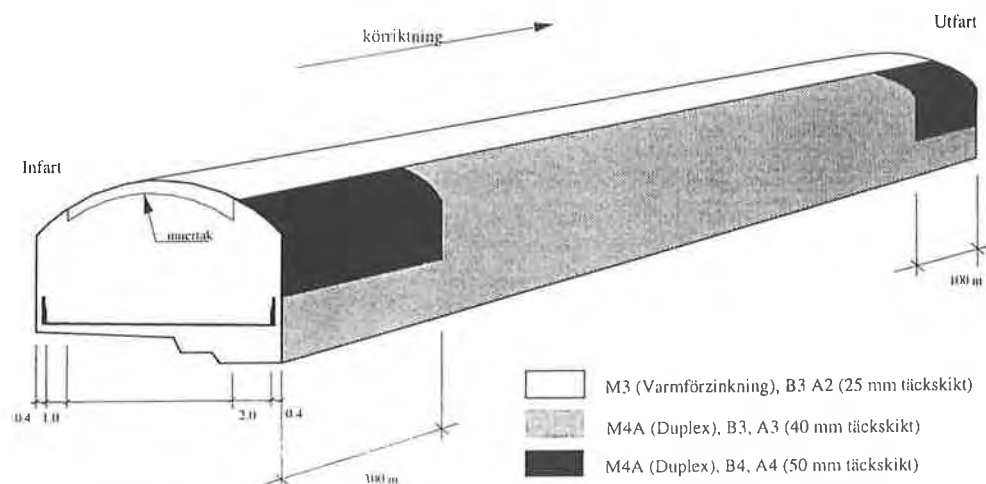
2.2

Avstegsbeslut från Tunnel 95

Till följd av att kraven på korrosionsskydd är olika för den utvändiga miljön och den invändiga miljön (ingjuten respektive utstickande bultände) måste olika typer av korrosionsskydd användas för olika delar av bulten. Detta innebär i praktiken att bulten måste korrosionsskyddas partiellt, d.v.s. den utstickande bultänden behandlas med ett korrosionsskydd medan den ingjutna bultdelen rostskyddas på ett annat sätt. En annan komplikation är att miljöklassificeringen för utvändigt respektive invändig miljö dels är olika beroende på var längs tunneln bultarna skall installeras (avstånd från tunnelmynningen), dels beroende på var längs tunnelperiferin de installeras. I många avseenden är dessa förhållanden opraktiska, vilket leder till oklarheter för entreprenören när det gäller vilket rostskydd som skall användas i en viss situation. Dessutom är det oklart om

bultleverantörerna kan leverera partiellt rostskyddade bultar och samtidigt uppfylla övriga krav som ställs på bultarna. Istället bör så enkla regler som möjligt gälla, samt så få olika rostskyddsalternativ, utan partiellt rostskydd, eftersträvas.

Vägverket har bl.a. mot denna bakgrund i flera omgångar utrett frågan om miljöklassificering av bultar, vilket bl.a. lett till att avstegsbeslut har tagits både vad gäller den utvändiga miljön och den invändiga miljön. När det gäller den utvändiga miljön (ingjuten bultdel) tillåts miljöklass M3 som grundkrav under vissa förutsättningar, bl.a. att systematisk förinjektering utförts inom bergpartiet (enligt avstegsbeslut för den *utvändiga* miljön daterat 1995-10-12). Detta innebär att en fullt ingjuten, men i övrigt obehandlad bult (med 10 mm täckskikt), är tillfyllest. Kraven enligt avstegsbeslut för den *invändiga* miljön (daterat 1996-06-28) kan för Norra Länken åskådliggöras enligt Figur 2.1.



Figur 2.1 Krav på miljöklasser för den invändiga miljön avseende sprutbetong och bultar (utstickande bultände) enligt avstegsbeslut 1996-06-28 applicerat på Norra Länken.

Figure 2.1 Requirements on environmental classification of the internal environment with regard to shotcrete and bolts (protruding bolt end) in accordance with the decision on deviations dated 1996-06 28 applied to Norra Länken.

Enligt Tunnel 95 skall vägmiljö inte tillämpas för sådan byggnadsdel som är skyddad av tät inklädnad. Som tät inklädnad räknas t.ex. innertak i trafiktunnlar men ej barriärelementen längs tunnelväggens nedre del. Om en obehandlad bultände rostskyddas med sprutbetong måste kraven på täckskiktets tjocklek, vilket anges inom parentes i legenden till figuren, uppfyllas. Om bultänden inte sprutas in skall den utföras i miljöklass M3 (varmförzinkad) under innertaket och i miljöklass M4A (Duplexbehandlad) för övriga tunnelytor. I avstegsbeslutet ges en möjlighet till kombination av ett begränsat rostskydd

(läs varmförzinkning) varvid det täckande betongskiktet kan minskas till 20 mm i miljöklass M4A. I miljöklass M3 behövs inget täckskikt om bulten utförs varmförzinkad.

3 FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR VAL AV ROSTSKYDDSSYSTEM

3.1 Krav på korrosionsskydd av bultar i Norra Länkens entreprenader Roslagstull och Värtan.

För de två entreprenaderna Roslagstull och Värtan specificerades således nedan redovisade miljökrav baserat på kraven i Tunnel 95 och avstegsbesluten.

3.1.1 Korrosionsskydd i utvändig miljö.

För selektiva och systematiska bultar, samt för bultar för infästningar i utvändig miljö (ingjuten bultdel) godtas följande rostskyddssystem för respektive miljöklass.

Miljöklass M3:	Ingjutning av bult skall ske med godkänt cementbruk. Cementbruksskiktet skall vara minst 10 mm tjockt.
Miljöklass M4A:	Ingjuten bultdel skall vara varmförzinkad enligt ställda krav, samt vara ingjuten i godkänt cementbruk. Cementbruksskiktet skall vara minst 10 mm tjockt.
Miljöklass M4B:	Ingjuten bultdel skall vara varmförzinkad och belagd med ett ytskikt av värmehärdad epoxi med ytjocklek min 80µm (Duplex), samt vara ingjuten i godkänt cementbruk. Cementbruksskiktet skall vara minst 10 mm tjockt.

3.1.2 Korrosionsskydd i invändig miljö

För systematiska bultar, samt bultar för infästningar i invändig miljö (utstickande bultände, inklusive bricka, kula och mutter) som ej skyddas med sprutbetong enligt nedan godtas följande rostskyddssystem för de definierade miljöklasserna. Föresskriven ytbehandling skall utföras av utstickande bultände plus en sträcka av minst 0.5 m av bulten i berg närmast bergytan.

Miljöklass M2:	Varmförzinkning enligt ställda krav.
Miljöklass M3	Varmförzinkning enligt ställda krav.
Miljöklass M4A:	Varmförzinkning kombinerat med ytskydd av epoxi med skiktjocklek min 80µm (Duplex).

För systembultar som skyddas med sprutbetong får bultände, inklusive bricka, kula och mutter utföras obehandlad om täckskikt med sprutbetong enligt nedan tillämpas.

Miljöklass A2: Täcksiktet skall vara minst 25 mm.

Miljöklass A3: Täcksiktet skall vara minst 40 mm.

Miljöklass A4: Täcksiktet skall vara minst 50 mm.

För selektiv bultning gäller att luftexponerad bultände skall förses med ett begränsat rostskydd, t.ex. applicering av rostskyddsfärg.

Kraven på motsvarande miljöklass för sprutbetongbetong framgår av Tunnel 95, Tabell 5.1.3.3 ovan. All fiberarmerad sprutbetong skall täckas med 20 mm oarmerad sprutbetong. Miljöklass för den oarmerade betongen skall vara samma som för den fiberarmerade.

3.2 Förstärkningsklasser

Huvuddelen av de permanenta förstärkningsarbetena av tunnelsträckningen i entreprenaderna Roslagstull och Värtan utförs som så kallade Typförstärkningar. Dessa är indelade i ett antal bult- och sprutbetongklasser som specificerar omfattningen av förstärkningsinsatsen med avseende på bergets kvalitet, tunnarnas spännvidd och bergtäckningen. I Tabell 3.1 redovisas vad dessa innebär.

Tabell 3.1 Bult- och Sprutbetongklasser för Typförstärkning.
Table 3.1 Bolt and Shotcrete Classes for Typical Reinforcement.

Bultar			Fiberarmerad Sprutbetong			
Klass	Bultavstånd [m]		Klass	Tjocklek [mm]		Vidh. krav [MPa]
	Tak/Anfang	Vägg		Tak/Anfang	Vägg	
I	S	S	IA	40	0	0,8
			IB	60	0	0,5
II	2,0	S	IIA	40	0	0,8
			IIB	80	0	0,5
III	2,0	2,0	IIIA	40	0	0,8
			IIIB	80	0	0,5
IV	1,7	1,7	IVA	40	40	0,8
			IVB	60	40	0,5
			IVC	90	40	0
V	1,4	1,4	VB	40	40	0,5
			VC	70	40	0

S=Selektiv bultning

B=Vidhäftning $\geq$ 0,5MPa

A=Vidhäftning $\geq$ 0,8MPa

C=Vidhäftning=0MPa

För att utreda innebörden av de nya kraven, samt för att kunna föreslå åtgärder till en mer praktisk lösning, studerades ett antal olika fall för den invändiga miljön med varierande förutsättningar vad gäller bultarna och sprutbetongen för de definierade typförstärkningarna i olika tunnelsnitt. Vissa förutsättningar bedömdes som styrande och var gemensamma för samtliga dessa fall, nämligen:

- partiellt rostskydd av bultar skall ej tillämpas
- partiell miljöklassning av sprutbetong skall ej tillämpas, dvs högsta miljöklassen i snittet skall gälla för hela tunnelsektionen.
- utvändig miljöklass antages vara M3, dvs fullt ingjuten obehandlad bult är tillfyllest.
- användning av enbart varmförzinkad bult tillämpas ej.
- föreskriven 20 mm täcksikt utanpå fiberarmerad sprutbetong får tillgodoräknas som täcksikt för bultar.

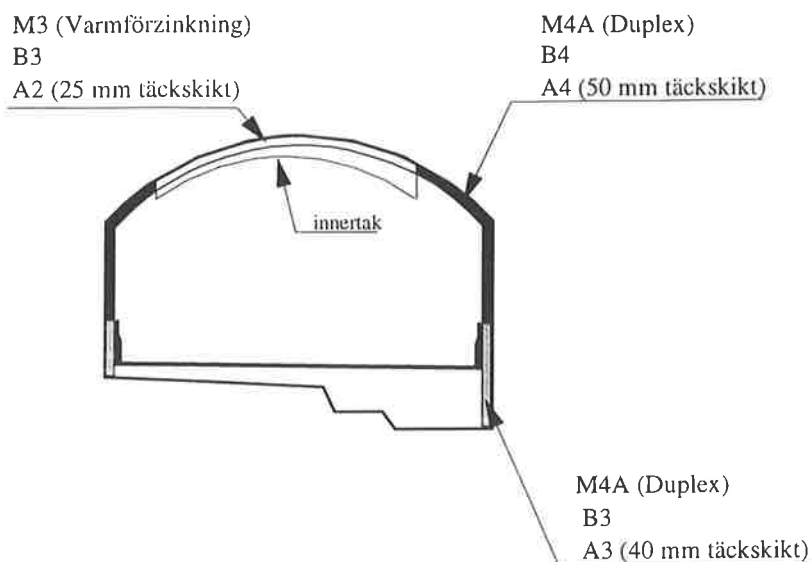
För varje alternativ studerades två snitt, Snitt A och Snitt B. Snitt A är placerat inom 300 respektive 100 m från in- och utfart, medan Snitt B är placerat mellan dessa tunnelavsnitt, se Figur 2.1. Förutsättningarna redovisade ovan tillämpades för båda snitten. För varje studerat alternativ angavs de justeringar/åtgärder som krävdes för att uppfylla kraven.

Nedan redogörs för ett av de studerade fallen. Detta fall baserar sig på att systematiskt utnyttja ett täcksikt av sprutbetong som rostskydd av bultar varvid miljöklassning för armering och betong blir styrande för den invändiga miljön. Detta visade sig erbjuda den mest rationella lösningen. Det bör påpekas att den invändiga miljön avser inte bara den utstickande bultänden, utan även tillhörande bricka, kula och mutter.

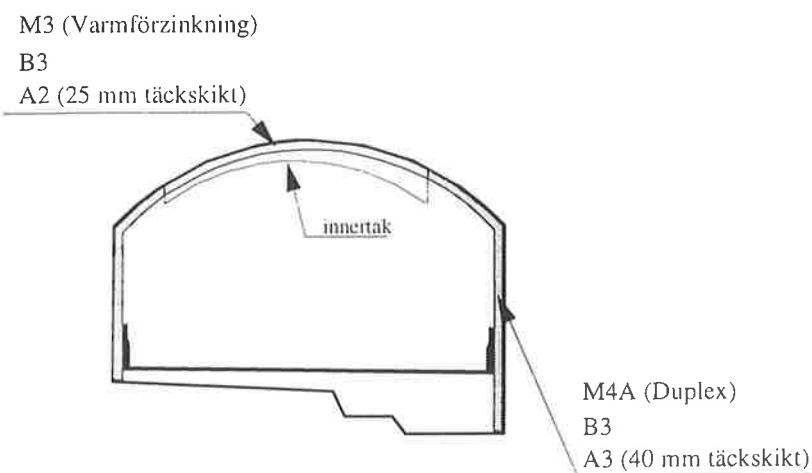
Det i denna artikel redovisade alternativet baserades på att följande justeringar/åtgärder utfördes för de i Tabell 3.1 redovisade typförstärkningarna:

- Korrigering av sprutbetongklasserna IIIA och IIIB så att 40 mm fiberarmerad sprutbetong appliceras på vägg i dessa klasser, se Tabell 4.1.
- Sprutbetong på vägg dras ned bakom barriärelement

I Figur 4.1 och 4.2 redovisas miljökraven enligt Tunnel 95 och avstegsbesluten för Snitt A resp Snitt B.



Figur 4.1 Styrande miljökrav för bultar och sprutbetong i Snitt A.
Figure 4.1 Governing environmental requirements for bolts and shotcrete in Section A.



Figur 4.2 Styrande miljökrav för bultar och sprutbetong i Snitt B.
Figure 4.2 Governing environmental requirements for bolts and shotcrete in Section B.

Tabell 4.1 Kontroll av täckskikt för Typförstärkningar för studerat alternativ.

Table 4.1 Check of cover layer for the Typical Reinforcement of studied cases.

BULTAR			FIBERARMERAD SPRUTBETONG					
Bultklass	Bultavstånd [m]		Sprutbetongklass		Tjocklek [mm]		Vidhäftning [MPa]	Kontroll av krav på täckskikt
	Tak/ Anfang	Vägg			Tak/ Anfang	Vägg		
I	S	S	I	A	40	0	0.8	ok
				B	60	0	0.5	ok
II	2.0	S	II	A	40	0	0.8	ok
				B	80	0	0.5	ok
III	2.0	2.0	III	A	40	Ø 40	0.8	ok
				B	80	Ø 40	0.5	ok
IV	1.7	1.7	IV	A	40	40	0.8	ok
				B	60	40	0.5	ok
				C	90	40	0	ok
V	1.4	1.4	V	B	40	40	0.5	ok
				C	70	40	0	ok

Ovanstående justeringar/åtgärder innebär att:

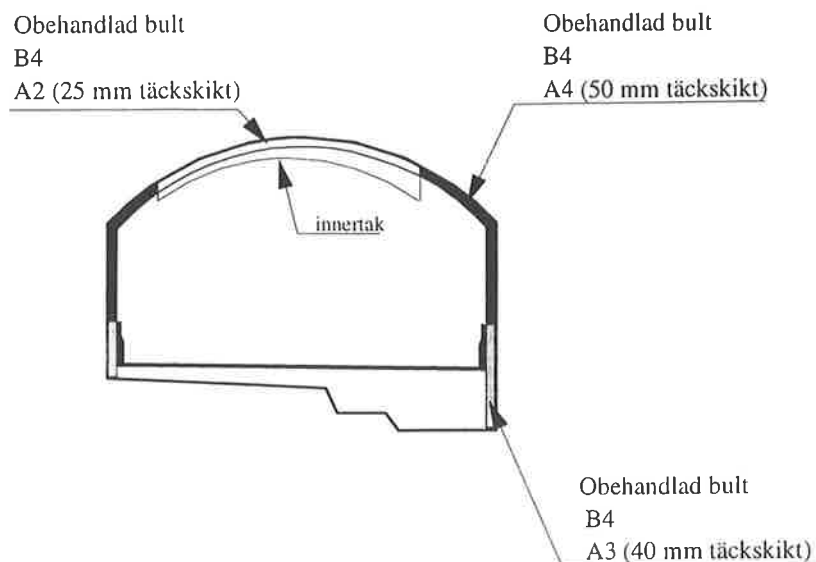
- Samtliga systembultar kan täckas med sprutbetong enligt kraven (20 mm täckskikt av oarmerad sprutbetong är tillgodoräknad). Obehandlade bultar kan användas i hela snittet, både i Snitt A och B.
- Sprutbetongen utförs i klass B4 längs hela periferin i Snitt A och i klass B3 i Snitt B.

5 DISKUSSION

Genomgång och analys av det redovisade alternativet ledde till följande slutsatser:

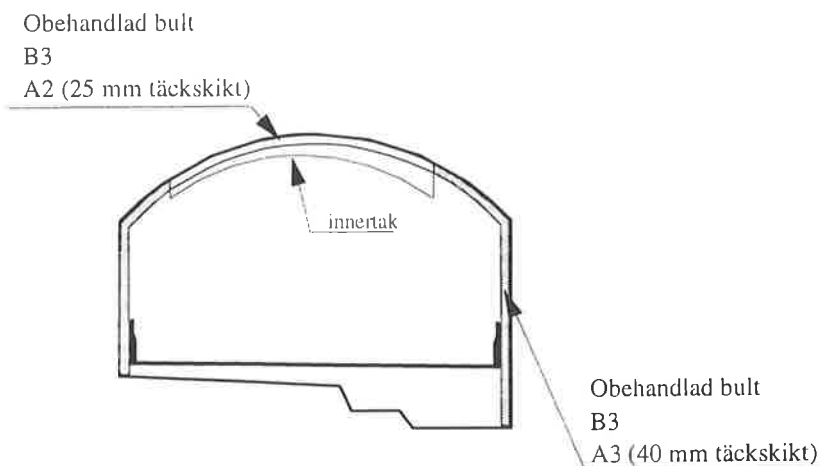
- Samma typ av bultar kan användas oberoende var i tunneln man befinner sig. Däremot är kravet på täckskikt olika fördelat längs periferin i Snitt A och B.
- Samtliga bultar kan utföras obehandlade i hela tunnelsektionen p.g.a. att alla bultar i detta alternativ kan täckas med sprutbetong enligt kraven på täckskikt.
- Sprutbetong utförs i endast en miljöklass längs tunnelperiferin, B4 i Snitt A och B3 i Snitt B.
- Den fiberarmerade sprutbetongen bakom barriärelementen i bultningsklass III är inte nödvändig ur ren förstärkningssynpunkt. Erforderligt täckskikt kan utföras med oarmerad sprutbetongen bakom barriärelementen för att uppnå aktuella miljökrav för utstickande bultändar.

Figur 5.1 och Figur 5.2 visar resulterande krav på miljöklasser och korrosionsskydd för invändig miljö. Där sprutning med fiberarmerad sprutbetong erfordras för stabiliteten, krävs ett täckskikt av 20 mm oarmerad sprutbetong.



Figur 5.1 Resulterande krav på miljöklasser och korrosionsskydd för Snitt A.

Figure 5.1 Final requirements on the environmental classification and corrosion protection for Section A.



Figur 5.2 Resulterande krav på miljöklasser och korrosionsskydd för Snitt B.

Figure 5.2 Final requirements on the environmental classification and corrosion protection for Section B.

Det redovisade alternativet bedöms som bra ur hanteringssynpunkt, eftersom endast en bulttyp (obehandlad bult som sprutas in) behöver användas under normala förhållanden, d.v.s. då inte den yttre miljön kräver högre miljöklass än M3.

Sprutbetongen som införs i sprutbetongklasserna IIIA och IIIB innebär självklart en tillkommande kostnad. Alternativet är att ytbehandla bultarna, vilket även detta medför merkostnader. Det valda alternativet bedöms som mest fördelaktigt p.g.a.:

- att inga bultar i normalfallet behöver varmförzinkas eller duplexbehandlas.
- tidsvinst tack vare en mer rationellt hantering av bultar och fördelen av en enklare beslutsprocess på arbetsplatsen.
- kraven på kontroller att rätt bult installerats på rätt plats minskar.

Om den utvändiga miljön kräver högre miljöklass än M3, d.v.s. M4B (marin miljö), måste dessa bultar utmed hela sin längd utföras Duplexbehandlade.

Vissa mer detaljerade föreskrifter i Värtans och Roslagstulls bygghandlingar reglerar omfattningen av fiberarmerad sprutbetong i de lägre sprutbetongklasserna ovanför innertaken i vägtunnlarna. Dessa berör dock endast dimensioneringsförhållanden varför de inte tas upp här. Kraven på miljöklasser när det gäller sprutbetongtäcksikt och ytbehandling av bultar påverkas inte av detta.

5.1 Krav på korrosionsskydd av bultar och sprutbetong för entreprenad Värtan

Bygghandlingen för entreprenad Värtan skickades inte ut på räkning förrän efter det att Vägverket slutligt fastställt nivån för miljöklassningen av förstärkningselement enligt ovan. Denna handling kom därför att från början inkludera det ovan beskrivna alternativet i väsentliga drag. Följande kompletteringar och förtydliganden till vad som redovisats ovan infördes i bygghandlingen för entreprenad Värtan

- För betong och sprutbetong skall den högsta miljöklassen i en sektion gälla för hela sektionen.
- Bergytor med utstickande bultände skall vid systematisk bultning betongsprutas så att kraven enligt miljöklass för armering uppfylls. Där inte förstärkning med fiberarmerad sprutbetong erfordras utförs erforderligt täcksikt med oarmerad sprutbetong.
- Partiellt rostskydd av bultar skall inte tillämpas då miljöklass för armering styr val av rostskydd.
- Endast två bulttyper är aktuella - obehandlade bultar (i normalfallen) och duplexbehandlade bultar vid speciella miljöförhållanden.

5.2 Krav på korrosionsskydd av bultar och sprutbetong för entreprenad Roslagstull

Bygghandlingen för entreprenad Roslagstull skickades ut för räkning till entreprenörer flera månader innan Vägverket slutligen fastställde tillämpningen av miljöklassningen för förstärkningselement enligt ovan. Entreprenörernas anbud var redan inlämnade till Vägverket för utvärdering. Detta medförde att hanteringen av de revideringar som miljöklassfrågan medförde genomfördes på ett annat sätt för Roslagstull. Man valde att göra minimala nödvändiga justeringar i den redan prissatta bygghandlingen i syfte att uppfylla de nya kraven i Tunnel 95.

De praktiska konsekvenserna av den skärpning av grundkravet för miljöklasser, som föranledde den aktuella revideringsproceduren får lösas på arbetsplatsen när bygget kommer igång. De specificerade kraven på miljöklasser enligt avsnitt 3.1 ovan är även införda i Roslagstulls bygghandlingar. Kravet på att utstickande bultändar skall täckas med oarmerad sprutbetong som är fallet i Värtan är däremot inte infört i denna handling, vilket innebär att entreprenören själv kan välja att korrosionsskydda bultarna genom ytbehandling eller att spruta täckskikt så att kraven uppfylls. Följande förtydliganden och kompletteringar utöver vad som redovisats ovan infördes i bygghandlingen för Roslagstull:

- För betong och sprutbetong skall den högsta miljöklassen i en sektion gälla för hela sektionen
- Inget hinder finns för att tillämpa partiellt rostskydd för bultar under förutsättning att Vägverket godkänner förfarandet.
- Tre bulttyper kan förekomma - obehandlade, varmförzinkade och duplexbehandlade bultar.
- Bulttyper med olika rostskydd kan bli aktuellt i samma sektion.

6 REFERENSER

BBK 94, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 1, Konstruktion, 1994.

BBK 94, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 2, Material, Utförande Kontroll, 1994.

BKR 94, Boverkets konstruktionsregler, föreskrifter och allmänna råd, BFS 1993:58.
Rosengren, L. (1996) Studie av miljöklasser och rostskydd för bultar och sprutbetong avseende typförstärkningar. Intern utredning för Vägverket.

Rosengren, L., Olofsson, S-O, (1997) Dimensionering av bergförstärkning för entreprenaderna Roslagstull och Värtan enligt Tunnel 95. Bergmekanikdagen 1997, SveBeFo.

Tunnel 95, Allmän teknisk beskrivning, Vägverkets publikation 1995:32, 1995-06

SUMMARY

The Northern Link (of the Stockholm Ringroad) is the part of the planned infrastructure development in Stockholm that will be situated between Haga Norra in the west, Frescati in the north and Lidingövägen in the east. The engineering design work of this road tunnel system was performed over a period of more than three years ending in the spring of 1997.

During the design period, the Swedish National Road Administration's new regulations for road tunnels - Tunnel 95 - were introduced. This document included new requirements on design and durability of rock support elements.

The Swedish national building norms BKR 94, BBK 94 and BSK 94 were all published during the second half of 1994. When Tunnel 95 was finally introduced in July 1995, the National Road Administration had based the environmental classification paragraphs in Tunnel 95 on BSK 94 and BBK 94. These regulations, however, do not really apply to rock tunnel conditions. To a large extent the design of the Northern Link up to that time had been based on accepted working traditions and practice within the rock engineering field in Sweden. Because the design work of the Northern Link at that time had been under way for more than 1,5 years, an adjustment was required. The enforcement of the regulations of BBK 94 on corrosion protection required extensive changes to the design documents. This led to extensive discussions and studies on the applicability and interpretation of the meaning of the norm regarding rock tunnels. The outcome was that the National Road Administration decided to implement certain deviations from Tunnel 95 concerning the environmental classification of rock support of tunnels.

This paper describes the conditions, principles and methods regarding the environmental classification (corrosion protection) of rock support elements implemented in the Roslagstull and the Värtan design documents in order to meet the durability requirements of Tunnel 95.

BESTÄNDIGHET – TUNNEL 98

Durability - TUNNEL 98

Per Andersson, Vägverket

Bernt Freiholtz, Vägverket

1 BAKGRUND

Vilka övergripande krav är det som gäller och som ska uppfyllas framgent för väg-tunnlar? Följande formulering med generella krav på transportkvalitet har uppställts:

"Människor och varor ska komma fram oskadade dit de vill eller när de behövs utan risk för andra trafikanter, utan att naturresurser slösas bort, utan att avgaser och buller ger oacceptabla effekter på omgivningen nu och i framtiden samt till en rimlig kostnad."

Att hitta lösningar som för vanliga vägar uppfyller dessa krav är i sig en utmaning men den största utmaningen uppstår när vi ska ta fram de tekniska detaljkraven för detta i ett slutet utrymme, exempelvis i en vägtunnel.

Lösningen är att de olika teknikområdena samverkar redan i planerings- och utformningsfasen så att gestaltningskoncept och säkerhetskoncept kan fastställas för tunneln. Detta är speciellt viktigt i en tunnel eftersom i det delvis slutna utrymmet varje förändring av någon konstruktion eller system ger en återverkan på andra system.

Ett konkret steg i kravedetaljeringen är "Förordningen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m." (1) som innehåller tillämpningen av "Lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m." (2) som i sin tur bygger på EU's byggproduktdirektiv. I förordningen har kraven för de väsentliga egenskapskraven detaljerats enligt följande:

Bärförmåga, stadga och beständighet. "Byggnadsverk skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att den påverkan de sannolikt utsätts för under bygg- och bruksskedet inte leder till

- a) ras av byggnadsverket, helt eller delvis,
- b) oacceptabla större deformationer,
- c) skada på andra delar av byggnadsverket, dess installationer eller fasta utrustning till följd av större deformationer i den bärande konstruktionen,
- d) skada som inte står i proportion till den händelse som orsakat skadan."

Brandskydd. Byggnadsverk skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att:

- a) byggnadsverkets bärförmåga vid brand kan antas bestå under en bestämd tid,
- b) utveckling och spridning av brand och rök inom byggnadsverket begränsas,
- c) spridning av brand till närliggande byggnadsverk begränsas,
- d) personer som befinner sig i byggnadsverket vid brand kan lämna det eller räddas på annat sätt,
- e) räddningsmanskapets säkerhet vid brand beaktas.

Hygien, hälsa och miljö. Byggnadsverk skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att de inte medför risk för brukarnas eller grannarnas hygien eller hälsa, särskilt inte som följd av:

- a) utsläpp av giftig gas,
- b) förekomst av farliga partiklar eller gaser i luften,
- c) farlig strålning,
- d) förorening eller förgiftning av vatten eller mark,
- e) bristfälligt omhändertagande av avloppsvatten, rök och fast eller flytande avfall,
- f) förekomst av fukt i delar av byggnadsverket eller på ytor inom byggnadsverket.

Säkerhet vid användning. Byggnadsverk skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att de inte innebär oacceptabel risk för olyckor vid användning eller drift, såsom halkning, fall, sammanstötning, brännskador, elektriska stötar eller skador av explosioner.

Bullerskydd. Byggnadsverk skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att buller, som uppfattas av brukarna eller andra personer i närheten av byggnadsverket, ligger på en nivå som inte medför risk för dessa personers hälsa och som möjliggör sömn, vila och arbete under tillfredsställande förhållanden.

Energihushållning och värmeisolering. Byggnadsverk och deras installationer för uppvärmning, kylning och ventilation skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att den mängd energi som med hänsyn till klimatförhållandena på platsen behövs för användandet är liten och värmekomforten för brukarna tillfredsställande.”

I förordningens 18 § ”Särskilda föreskrifter” föreskrivs vidare att Boverket efter samråd med andra berörda myndigheter får meddela de föreskrifter som behövs för den fortsatta tillämpningen. Detta har verkställts i och med att Boverket har givit ut föreskrifter och allmänna råd i form av BBR 94 och BKR 94. I dessa två föreskrifter framgår dock att de endast gäller för byggnader.

Vidare har Boverket utgivit BBK 94 och BSK 94, vilka är handböcker som redovisar exempel på metoder, lösningar och beräkningsregler för att dimensionera betongkonstruktioner samt exempel på dimensionering, utförande och kontroll av stålkonstruktioner.

Enligt definitioner i "Tekniska basord, TNC 98" (3) framgår att bergrum och tunnlar ingår under beteckningen byggnadsverk och inte under begreppet byggnad.

Byggnadsverk = varaktig konstruktion som har stor volym och självständig teknisk funktion och som är varaktigt fäst vid marken. Ett byggnadsverk kan vara antingen byggnad eller anläggning.

Byggnad = byggnadsverk med tak och vanligen även väggar som innehåller utrymmen avsedda för människor att uppehålla sig i.

Anläggning = byggnadsverk som inte är byggnad, exempel: broar, flygfält, bergrum, tunnlar, kajer, dammar, idrottsplatser, radio- och telemaster.

Vägverket är en myndighet och verksamheten sker med stöd av "Väglagen" (4) och "Väggångörelsen" (5) och våra uppgifter framgår av instruktioner i "Förordning med instruktion för Vägverket" (6). Förutom att tillgodose samhällets alla väsentliga tekniska egenskapskrav på byggnadsverk ställda enligt ovan, har Vägverket ett förvaltningsansvar (byggherre) för aktuella byggnadsverk.

I 5 § Väggångörelsen delegeras till Vägverket mandatet att meddela föreskrifter om väganordningars tekniska utförande i den mån sådana föreskrifter inte meddelats i eller med stöd av särskilda bestämmelser och att det inte ankommer på någon annan myndighet att meddela föreskrifter.

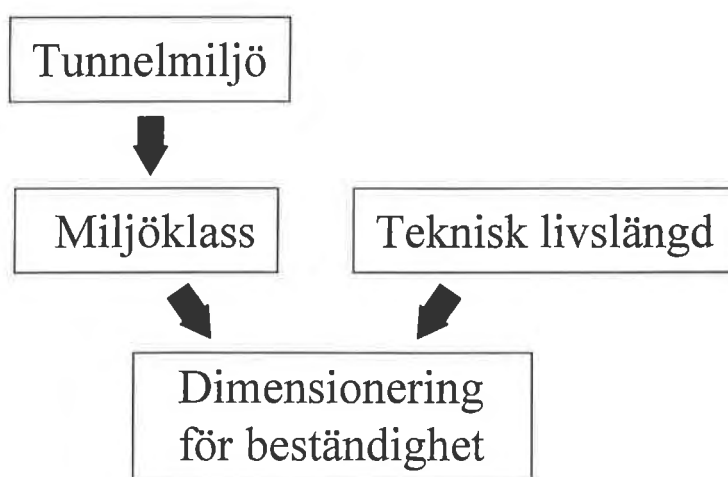
I den del av Vägverkets verksamhet som berör byggande och drift av vägar, broar och tunnlar har Vägverket hittills valt att ej meddela föreskrifter för att uppnå erforderlig nationell standardnivå. Istället har Vägverket fastställt ett antal interna ATB (allmän teknisk beskrivning), exempelvis "VÄG 94", "BRO 94" och "TUNNEL 95" att användas inom Vägverkets verksamhetsområde. Generellt kan dock påpekas att Vägverket i "TUNNEL 95" (7) valt samma minimistandard för motsvarande konstruktionsdelar i byggnadsverk som Boverket valt för byggnader.

För att krav angivna i dessa ATB ska bli gällande vid upphandling av ett tunnelobjekt måste de åberopas i kontraktet avseende aktuellt objekt. Genom att dessa ATB inte kan vara heltäckande för alla enskilda objekt samt att ATB ibland ger alternativa val kompletteras förfrågningsunderlag med en objektspecifik teknisk beskrivning, som specificerar vilka utförande som är möjliga för respektive objekt.

Under de tre år som TUNNEL 95 varit gällande har inget tunnelprojekt färdigställts enligt dessa krav. Däremot har de tunnlar som ingår i det planerade Ringen-projektet i Stockholm projekterats enligt de övergripande kraven i TUNNEL 95. I tillägg till kraven i TUNNEL 95 har "Ringens-tunnlarna" projekterats enligt den för Ringenprojektet framtagna objektspecifika tekniska beskrivningen "Ringengemensam Byggnadsteknisk Beskrivning (RiBB)" (8) samt ett antal projekteringsanvisningar.

2 ARBETSSTRUKTUR VID DIMENSIONERING FÖR BESTÄNDIGHET

Vid arbetet med att ställa krav på slutlig dimensionering för beständighet har en arbetsstruktur valts där bestämningen går från ett antal definierade tunnelmiljöer, via ett antal definierade miljöklasser till slutligt vald dimensionering för beständighet, se figur 1.



Figur 1. Arbetsgång från definierad tunnelmiljö till slutligt vald dimensionering för beständighet.

Figure 1. Working procedure from defined environment to proposed durability dimensioning.

3 TEKNISK LIVSLÄNGD

Vägverkets nuvarande krav på teknisk livslängd för olika byggnadsdelar och installationer specificeras i nedanstående tabell 1 (9). Krav på teknisk livslängd avser helt system. Med teknisk livslängd avses den förväntade tid under vilken en konstruktion med normalt underhåll uppvisar erforderlig funktionsduglighet.

Krav på teknisk livslängd uttrycks som TLK X där TLK avser Teknisk livslängdsklass och X anger krav på teknisk livslängd uttryckt i år som förväntas uppnås med minst 90 % sannolikhet. Medelvärde av teknisk livslängd antas vara minst 25 % större än X. Förväntad medellivslängd är således 150 år för TLK 120, 100 år för TLK 80, 50 år för TLK 40 och 25 år för TLK 20.

Klass	Median (år)	Minst (år)	Anläggningsdel
TLK 120	150	120	bro med spännvidd > 200 m. eller längd > 1000 m. tunnel med längd > 1000 m.
TLK 80	100	80	övriga broar och tunnlar vägundergrund vägunderbyggnad
TLK 40	50	40	vägöverbyggnad vägutrustning, typ betongfundament betongbarriärer
TLK 20	25	20	vägbeläggning övrig vägutrustning trafikteknisk funktion

Tabell 1. Vägverkets krav på teknisk livslängd för olika byggnadsdelar och installationer

Table 1. Requirements on the service life for road structures, stated by the Swedish National Road Administration.

4 ERFARENHETER PÅ BESTÄNDIGHETSOMRÅDET

Vägverkets erfarenheter gällande beständighet, från de vägtunnlar som är i drift idag, är begränsade både till omfattning och tid. De generella slutsatserna är att läckande vatten med påföljande isbildning genererar den största "nedbrytningen" av konstruktionsdelar i de svenska tunnlar/ tunnelmynningarna. Förekomst av salt ovanför vägbanan i kombination med avgaser och övriga föroreningar medverkar också kraftigt till nedbrytning av betong och korrosion av ståldetaljer.

Som exempel kan nämnas att de förzinkade ståltrösklarna för räddningsdörrarna i Tingstadstunneln i Göteborg var helt bortkorroderade efter 10 år och fick bytas ut till konstruktioner i rostfritt stål. Vid underhålls- och förbättringsarbeten som genomförts 1997 vid Viskantunneln, som byggdes 1981 har vi noterat några generella punkter;

- sprutbetongen inuti tunneln var i huvudsak intakt
- dränerna var i många fall igensatta och detta hade orsakats redan i byggskedet
- sprutbetong på skärningarna utanför portalerna hade omfattande skador som primärt orsakats av riklig vattenföring i ytberget och frysning
- korrosionen på installationerna varierade starkt och efter ett mönster där vi ännu inte har kunnat härleda orsakerna.

Då Vägverket endast äger ett fåtal, relativt nya anläggningar, har Vägverket vänt sig till övriga förvaltare av berganläggningar, bl.a. Vattenfall, för att ta del av deras

erfarenheter. I rapporten "Bultars beständighet - erfarenheter från Vattenfalls anläggningar" (10) samt i föredraget "Ingjutna bultars beständighet, erfarenheter från Vattenfalls anläggningar inför Ringen projektet, Stockholm" (11) indikerades att ingjutna bergbultar har beständighet på minst 50 år om att kvaliteten i utförandet är säkerställt. Återkommande bergbesiktning med skrotning respektive kontroll av bergbult är dock viktig att utföra.

Ur BeFo/ SveBeFos avslutade och pågående forskningsprojekt har ett antal viktiga erfarenheter hämtats. Speciellt kan följande rapporter framhållas: "Bultars beständighet - undersökning vid Kvarntorps sandstensgruva", "Ras i kraftverkstunnel, Gidböle" samt "Sprutbetongs beständighet - inventering" (12) - (14).

Vårt grannland Norge har, i kraft av det stora antalet vägtunnlar, en stor erfarenhetsbank på beständighetsområdet som utnyttjats flitigt under åren. Den senaste stora uppföljningen av vägtunnlar i Norge har behandlat frågan om "Riktig bruk av spröytebetong i tunneler" (15) och som presenteras av Kjell-Inge Davik under denna bergmekanikdag.

I ett större internationellt perspektiv arbetar Vägverket aktivt inom PIARC (World Road Association) med ett stort antal frågor inom vägtunnelområdet, bl.a. med fokus på beständighet. Inom ramen för detta arbete har ett antal uppföljningar presenterats och diskuterats.

Vid försök i Mont Blanc-tunneln mellan Italien och Frankrike konstaterades att den aktuella miljön i vägtunneln medförde att alla bergbultar som användes i försöket uppvisade rostangrepp efter endast 12 månader (16). Vid dessa försök sattes ett antal bergbultar av olika stålqualität och täckskikt, ca 1 km från den franska sidan av Mont Blanc-tunneln vilken dagligen används av ca 15 000 fordon, varav ungefär hälften är tunga transporter. Vid försöken konstaterades vidare att korrosionen på bergbultarna företrädesvis föregick på de delar som var luftexponerade.

Slutsatsen från alla dessa uppföljningar visar att den inre miljö som orsakas av hög fuktighet, avgaser, partiklar och salt är mycket aggressiv mot de konstruktionsdelar som ingår i våra vägtunnlar, företrädesvis av betong och stål.

5 FÖRSLAG TILL REVIDERING AV TUNNEL 95

Ny kunskap, ändring av Boverksregler, standarder och BRO 94 samt frågor/ kommentarer vid projekteringen av Ringentunnlarna har medfört att en revidering av TUNNEL 95 påbörjats. I förslaget till den reviderade versionen, som får namnet TUNNEL 98, har ett antal förtydliganden och förändringar gjorts. Det nya dokumentet kommer under våren att remitteras till berörda. Slutligt implementerande av TUNNEL 98 kommer preliminärt att ske under hösten 1998, efter det att remissvaren har beaktats.

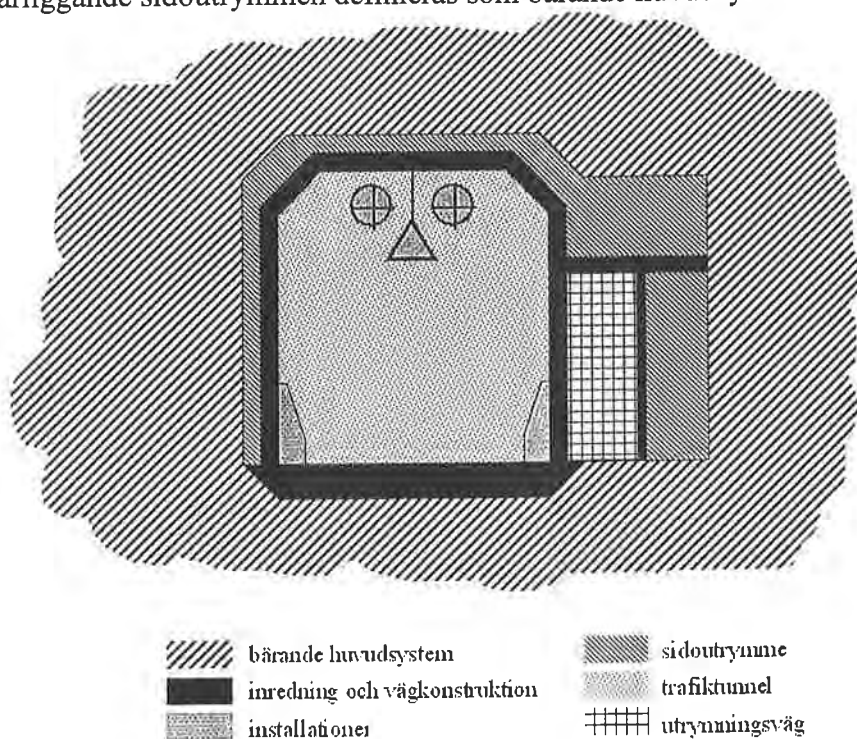
I skenet av denna process måste här betonas att de förtydliganden och revideringar som presenteras nedan skall ses som förslag till ändringar.

6 FÖRUTSÄTTNINGAR I TUNNEL 98

I detta forum tänkte vi lyfta fram de delar och kapitel som föranlett många frågor/kommentarer och som är unika för vägtunnlar; nämligen de krav på korrosionsskydd som ställs på den bärande konstruktionen till följd av aktuell miljö.

6.1 Definitioner

Till en tunnels bärande huvudsystem räknas byggnadsdelar som nyttjas för att säkerställa tunnels bärförmåga, stadga och beständighet samt fribärande trafikbelastade byggnadsdelar. Detta inkluderar även berg och jord i den omfattning dessa omgivande material nyttjas för att säkerställa tunnels bärförmåga, stadga och beständighet, se figur 2. Även närliggande sidoutrymmen definieras som bärande huvudsystem för tunnel.



Figur 2. Definition av byggnadsdelar och utrymmen.

Figure 2. Definition of structure elements in the traffic spaces and side spaces.

6.2 Teknisk livslängd

Förslag till reviderade krav på teknisk livslängd för olika byggnadsdelar och installationer specificeras i nedanstående tabell 2. Krav på teknisk livslängd avser helt system.

Byggnadsdel/Installation	TLK
Bärande huvudsystem, undergrund ¹⁾	120
Inredning exklusive inklädnad	80
Inklädnad enligt avsnitt 5.5 Vatten och avloppsledningar, brunnar etc enl. avsnitt 6.5 Dräneringsledning enligt avsnitt 6.5	40
Säkerhetsutrustning enligt avsnitt 6.2 Ventilationsanläggning inklusive huvudfläktar enligt avsnitt 6.4 Mekanisk utrustning för vatten och avlopp såsom pumpar m.m. enl avsnitt 6.5	20

1) För tunnlar av betong eller stål med jordövertäckning mindre än 10 m kan bärande huvudsystem utföras i TLK 80 förutsatt att tunnelarna inte ligger under vatten eller att marken över tunnelarna inte kommer att bebyggas.

Tabell 2. Reviderade krav på teknisk livslängd för olika byggnadsdelar och installationer i TUNNEL 98.

Table 2. Revised requirements on the service life for road structures, stated by the Swedish National Road Administration in TUNNEL 98.

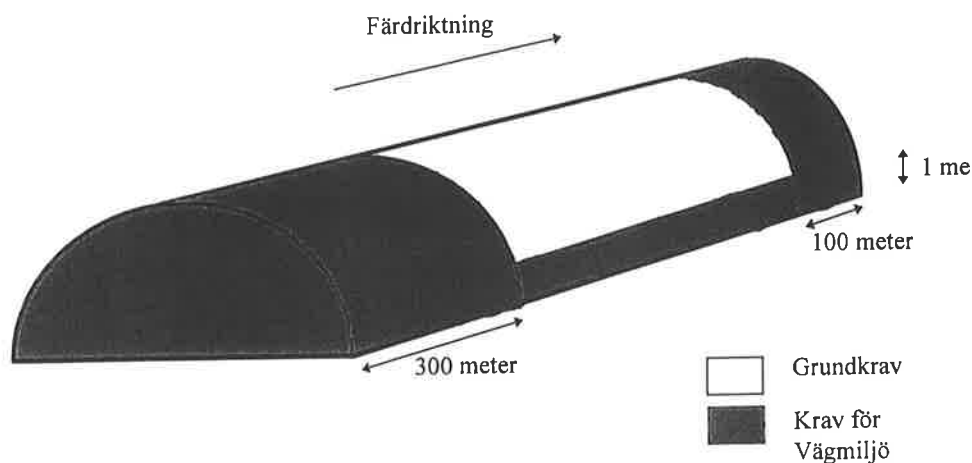
6.3 Tunnelmiljö

Tunnelmiljö klassificeras i invändig och utvändig miljö. Invändig miljö avser förhållanden i trafikutrymme, sidoutrymme och utrymningsväg. Utvändig miljö avser förhållanden i omgivande material (jord, berg och vatten).

6.4 Invändig miljö

För invändig miljö anges krav för trafikutrymme, krav för sidoutrymme och krav för utrymningsväg. För trafikutrymme anges vidare uppdelning i grundkrav och krav för vägmiljö.

Till vägmiljö hänförs i trafikutrymme belägen byggnadsdel som ligger inom 300 m avstånd från tunnelinfart eller inom 100 m avstånd från tunnelutfart, se figur 3. Vid tunnlar, som är längre än 400 m respektive 600 m (enkel- respektive dubbelriktad trafik), begränsas vägmiljöns utsträckning för de inre delarna till att enbart gälla konstruktioner som är belägna mindre än 1,0 m över vägbanans nivå. Vägmiljö ska inte tillämpas för sådan byggnadsdel som är skyddad av tät inklädnad.



Figur 3. Precisering av grundkrav och vägmiljö i trafikutrymme.

Figure 3. Definitions of the basic requirements and requirements on the road environment.

Till vägmiljö hänförs i sidoutrymme belägen byggnadsdel som kan komma att bli exponerad för dag- och spolvatten, exempelvis bassänger och pumputrymmen.

6.5 Utvändig miljö

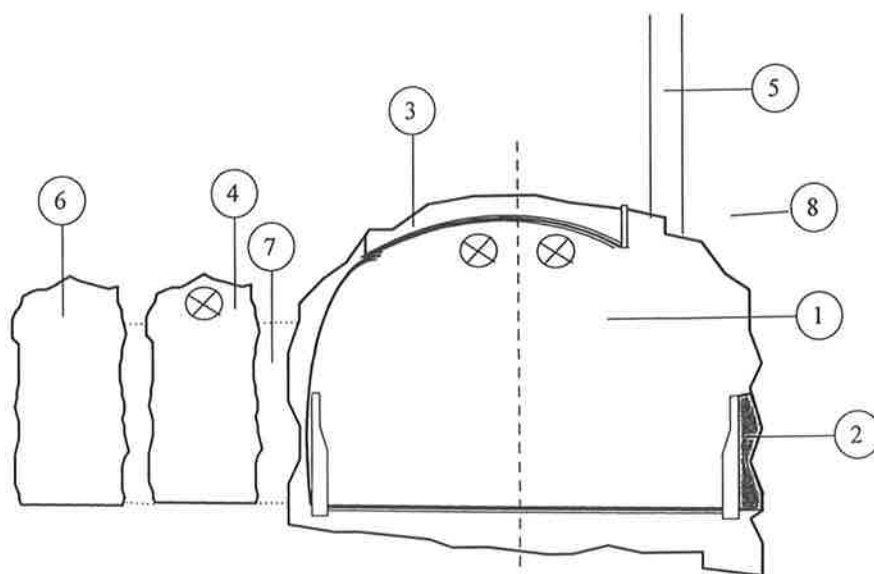
För utvändig miljö anges grundkrav och krav för marin miljö.

Till marin miljö hänförs byggnadsdel i tunnel som är belägen:

- under fri vattenyta med salt eller bräckt vatten
- under fri vattenyta med sött vatten och bergövertäckningen är mindre än 5 m
- under fri vattenyta med sött vatten och berget innehåller starkt vattenförande zoner
- i område med aggressivt grund- eller ytvatten.

6.6 Miljöklasser, invändig miljö

I figur 4 och tabell 3 redovisas ett förslag till sammanfattande precisering av miljöklasser gällande krav för trafikutrymme, sidoutrymme samt utrymningsväg i en vägtunnel. Använda miljöklasser följer definitioner i BBK 94 och BSK 94. Ytterligare stöd, förklaringar och hänvisningar kommer att inkluderas i den kommande utgåvan av TUNNEL 98.



Figur 4. Precisering av miljöklasser gällande trafikutrymme, sidoutrymme samt utrymningsväg.

Figure 4. Definitions of exposure classes regarding traffic space, side space and escape routes.

Tunnelmiljö		Miljöklasser			
		Betong	Armering		Konstruktionsstål
		L2/L1/L0	L2/L1	L0	L2/L1/L0
Invändig miljö; trafikutrymme					
Trafikutrymme, grundkrav	1*	B3	A3	A2	M4A
Trafikutrymme, vägmiljö	1*	B4	A4	A3	M4A
Invändig miljö; sidoutrymme					
Sidoutrymme bakom ej tätt slutande inklädnad, exempelvis barriärelement	2*	B3	A3	A2	M4A
Sidoutrymme bakom tätt slutande inklädnad, exempelvis innertak och innervägg	3*	B3	A2	A2	M3
Uppvärmrt och ventilerat sidoutrymme	4*	B2	A2	A2	M2
Ventilationsutrymme för avgasluft	5*	B3	A3	A2	M4A
Övrigt sidoutrymme	6*	B3	A2	A2	M3
Invändig miljö; utrymningsväg					
Utrymningsväg	7*	B3	A2	A2	M3
Utvändig miljö					
grundkrav	8*	B3	A2	A2	M4A
marin miljö:	8*				M4B
- grundkrav		B4	A4	A3	M4B
- betongkonstruktion med tätplåt		B3	A3	A3	

* Sifferbeteckning hänförs till Figur 4.

Tabell 3. Miljöklasser för betong- och stålkonstruktioner i tunnlar

Table 3. Exposure classes for concrete- and steel constructions.

6.7 Miljöklasser, utvändig miljö

I utvändig tunnelmiljö ska B3, A2 och M4A tillämpas som grundkrav. Vid marin miljö ska B4, A3/A4 och M4B tillämpas, se tabell 3.

Miljöklass M 3 kan tillämpas för utvändig miljö om systematisk förinjektering är genomförd inom aktuellt bergparti. Vidare gäller att kontroll alltid måste göras av att bulthålet inte är vattenförande. Dessutom ska grundvattenanalys genomföras och uppvisa icke aggressivt vatten. Detta innebär att det ska påvisas att

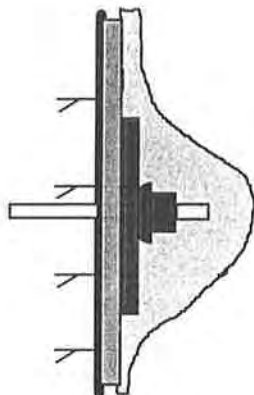
- $\text{pH} > 6.5$
- Vattenhårddheten $> 20 \text{ mg Ca/l}$ (totalhårdhet)
- Alkaliniteten $> 1 \text{ mekv/l}$
- Ledningsförmågan $< 100 \text{ mS/m}$

7 DIMENSIONERING FÖR BESTÄNDIGHET

7.1 Rostskydd för bergbult, invändig miljö

Rostskyddet för invändig miljö ska gälla bultstången inklusive tillbehör såsom bricka, mutter och halvkula. På selektiv bult utan förankringsbricka och mutter kan kravet på korrosionsskydd fastställas utifrån utseendemässiga och estetiska aspekter.

Rostskydd för bergbult utförs normalt med täckande ytskikt av betong. Kravet på täckande ytskikt relateras till alla ståldetaljer i den samverkande förstärkningen, dvs i förekommande fall bricka, halvkula, mutter och bultände, se figur 5.



Figur 5. Täckande ytskikt relaterat till ståldetaljer i samverkande förstärkning.

Figure 5. Protection of steel reinforcement details with concrete cover.

Nedanstående tabeller visar sammanställningar över rostskyddssystem som godtas för användning i respektive miljöklass för invändig miljö. Val kan göras mellan insprutad och ej insprutad bult.

Miljöklass enligt TUNNEL 98, invändig miljö		
A2	A3	A4
Obehandlat stål med 25 mm täckande betongskikt, $v_{ct} \leq 0,45$.	Obehandlat stål med 40 mm täckande betongskikt, $v_{ct} \leq 0,40$.	Obehandlat stål med 50 mm täckande betongskikt, $v_{ct} \leq 0,35$ eller Varmförzinkning med 20 mm täckande betongskikt, $v_{ct} \leq 0,35$.

Tabell 4. Rostskyddssystem för bergbult med täckande betongskikt, invändig miljö.
 Table 4. Corrosion protection systems for rock bolts with concrete cover, internal environment.

Miljöklass enligt TUNNEL 98, invändig miljö		
M2	M3	M4A
Varmförzinkning	Varmförzinkning	Varmförzinkning kombinerat med ytskydd av värmehärdad epoxi med skiktjocklek $\geq 80 \mu\text{m}$.

Tabell 5. Rostskyddssystem för luftexponerad bergbult, invändig miljö.
 Table 5. Corrosion protection systems for air exposed rock bolts, internal environment.

7.2 Rostskydd för bergbult, utvändig miljö:

För i berget ingjuten bultdel ska miljöklassning för utvändig tunnelmiljö tillämpas. Vid utformning av bergbult med nedanstående rostskyddssystem får förutsättas att konstruktionen, som är belägen i utvändig miljö, erhåller 120 års livslängd.

Cementbruksskikt mellan stålmaterial och berg ska vara minst 10 mm.

Cementbruksskikt mellan konstruktionsdelar av stål, plast eller liknande ska vara minst 5 mm.

Om cementbruksskikt mellan konstruktionsdelar ska fungera som korrosionsbarriär ska tjockleken vara minst 5 mm.

Nedanstående tabell visar en sammanställning över rostskyddssystem som godtas för användning i respektive miljöklass för utvändig miljö.

Miljöklass enligt TUNNEL 98, utvändig miljö		
M3	M4A	M4B
Obehandlat stål samt ingjutning med cementbruk som uppfyller krav enligt krav i Tunnel 98.	Varmförzinkning samt ingjutning med cementbruk som uppfyller krav enligt krav i Tunnel 98.	Varmförzinkning kombinerat med ytskydd av värmehärdad epoxi med skiktjocklek $\geq 80 \mu\text{m}$ samt ingjutning med cementbruk som uppfyller krav enligt krav i Tunnel 98.

Tabell 6. Rostskyddssystem för ingjuten bergbult, utvändig miljö.

Table 6. Corrosion protection systems for grouted rock bolts, external environment.

7.3 Rostskydd för stålfiberarmerad sprutbetong, invändig miljö

Stålfiberarmerad sprutbetong kan, ur beständighetssynpunkt, utföras utan täckande sprutbetongskikt. Fiberarmerad sprutbetong får dock ej vara fritt exponerat på väggar i tunnel som kan nyttjas vid en nödutrymmning. Där ska aktuella väggar täckas till två meters höjd för att fibrer ej ska sticka fram.

Utstickande fibrer kan dock medföra att ytan rostfärgas och att kommande drifts- och underhållsarbete kompliceras.

8 DISKUSSION

Vägverkets övertygelse är att en bra allmän teknisk beskrivning, enligt det upplägg som är presenterat ovan, kvalitetssäkrar avsedd produkt. ATB:erna ger gemensamma förutsättningar för alla parter och alla faser av ett projekt; planering, projektering, produktion samt förvaltning och fungerar som en förädlingskedja från idé till produkt.

För att få avsedd effekt är det avgörande att föreslagna kravnivåer i de aktuella ATB:erna ligger på rätt nivå. Därför är det av största vikt att vi på Vägverket håller en öppen dialog med branschen inkluderande den akademiska världen. Vi värdesätter kommentarer och synpunkter från branschens alla parter och ser fram emot givande diskussioner. På så sätt kan Vägverkets långsiktiga ambitioner att kontinuerligt uppdatera de allmänna tekniska beskrivningarna så att aktuella kunskaper, erfarenheter och praxis tillämpas.

Vidare kan understrykas att vi på Vägverket framgent kommer att underhålla vårt nationella och internationella kontaktnät för att aktivt samla ny kunskap på beständighetsområdet. Internt kommer vi att fortsätta med att följa upp våra befintliga vägtunnlar samtidigt som vi kommer att initiera och medverka i relevanta FoU-projekt på området.

9 REFERENSER

- (1) Förordningen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m.; SFS 1994:1215.
- (2) Lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m.; SFS 1994:847.
- (3) Tekniska Nomenklaturcentralen; Tekniska basord, TNC 98, 1995, ISBN 91-7196-098-8.
- (4) Väglagen 1971:948.
- (5) Vägkungörelsen 1971:954.
- (6) Förordning med instruktion för Vägverket 1997:652.
- (7) TUNNEL 95, Vägverket, Publ.1995:32.
- (8) Ringengemensam Byggnadsteknisk Beskrivning (RIBB), utgåva 3, Vägverket, Publ. ÖVR 0025:4.
- (9) VÄGUTFORMNING 94, Del 4, Vägverket, Publ.1994:050.
- (10) Bultar beständighet - erfarenheter från Vattenfalls anläggningar, Vägverket, Publ. RAP 0173.
- (11) Hamberg & Söder; Ingjutna bultars beständighet, erfarenheter från Vattenfalls anläggningar inför Ringen projektet, Stockholm, Bergmekanikdag 1996, ISSN 0281-4714.

- (12) Helfrich & Finkel, Bultars beständighet - undersökning vid Kvarntorps sandstensgruva, BeFo Rapport 246:1/89.
- (13) Karlsson, Ras i kraftverkstunnel, Gidböle, BeFo Rapport 471:1/93.
- (14) Nordström, Sprutbetongs beständighet - inventering, SveBeFo Rapport 26.
- (15) Riktig bruk av sprøytebetong i tunneler, Statens Vegvesen, Norge, 1997.
- (16) Böhni, Haselmair & Übeleis; Corrosion-resistant Fastening in Road Tunnels - Field Tests, Structural Engineering International, 4/92.

10 SUMMARY

TUNNEL 98 contains General Technical Specifications (GTS) that are mandatory for all tunnel projects that are carried out by or on behalf of the Swedish National Road Administration. TUNNEL 98 can be applied to general contracts as well as design and construct contracts.

One main reason behind the production of this GTS has been to provide support for procurement staff at the National Road Administration in maintaining uniform standards when preparing invitation-to-tender documents. Alternative solutions proposed by contractors or clients are not precluded by the implementation of this GTS.

It is hoped that the application of the specifications in TUNNEL 98 will contribute to both improved technical quality and, not least, more consideration paid to the environmental aspects of tunneling projects.

Requirements on the service life of different structure elements in tunnels are stated in Table 1. The requirements refer to a complete system. The service life is the anticipated period during which an element corresponds to required serviceability, provided that normal maintenance is carried out. Normal maintenance is taken to mean those measures that must be taken to maintain the characteristics of structures and devices at a level equivalent to the standard that was specified at the time of construction or when improvements were carried out.

It can be assumed that certain components, such as wearing parts, may need to be renovated or replaced during the stated service life. Maintenance plans that include information on renovation and exchange intervals shall be prepared and included in the instructions for operation and maintenance.

Tunnels shall be designed and built so that they will be resistant to harmful degradation during the stipulated service life.

Structure elements of concrete or steel shall be assigned to environments and exposure classes as defined in TUNNEL 98. Classified environments and exposure classes shall be specified in the technical description(s).

When designing structure elements made of materials other than concrete and steel, the anticipated variability of their properties, as a function of time, shall be taken into consideration. Alternatively, the structure elements shall be constructed so that the affected parts will be accessible for programmed maintenance.

BERGMEKANISKA ASPEKTER PÅ DRIVNINGEN GENOM SÖDRA RANDZONEN

Rock mechanical aspects on tunnelling through extremely poor rock at Hallandsås

Robert Sturk, Skanska Anläggning AB/KTH

Johan Brantmark, Skanska Teknik AB/KTH

1. INLEDNING

I föreliggande artikel diskuteras några bergmekaniska aspekter på tunneldrivningen genom den sk Södra randzonen i Hallandsås. Utgångspunkten för de resonemang och diskussioner som presenteras är iakttagelser och mätningar som kontinuerligt skett i samband med tunneldrivningen. Artikeln fokuseras runt frågor som rör tunneluttaget och driftförstärkningen, exempelvis designprocessen för tunneluttaget, Q-systemets tillämpning och förstärkningens effekt på deformationsbilden.

Sedan oktober 1997 har inget tunneluttag skett vid Hallandsåsprojektet, till följd av händelserna kopplade till utsläppet av akrylamid. I dagsläget (februari 98) utförs endast skyddsarbeten i tunnarna vid det södra påslaget. Detta innebär exempelvis permanentförstärkningsåtgärder samt åtgärder kopplade till kartläggning och sanering av Rhoca-Gil. Mycket begränsade mängder Rhoca-Gil har använts på södra påslaget och endast i några enstaka sektioner. Uppmätta halter av akrylamid är också låga. Händelserna kring Rhoca-Gil-användningen kommer ej att behandlas ytterligare i denna artikel.

För närvarande har ca 75% av det som definieras som Södra randzonen genomdrivits. Drivningen har varit framgångsrik och i det närmaste följt tidplanen. Planerade kapaciteter har visats sig överensstämma bra med vad som uppnått i verkligheten, i det allra sämsta berget har dock drivningen gått något fortare än planerat. Tunnarna drivs med konventionell borrhning och sprängning som successivt kompletteras med olika åtgärder av försiktigt uttag och ökad förstärkning då bergkvaliteten försämras. En stringent aktiv designprocess har tillämpats för att erhålla ett bra resultat. Som brukligt vid drivning i mycket dåligt berg har enstaka utfall skett. Inget har emellertid lett till några allvarliga konsekvenser. Ett större utfall (ras) inträffade i stuf och vägg strax innan tunnelframdriften stoppades. Detta ras har förstärkts och är idag klart att driva igenom.

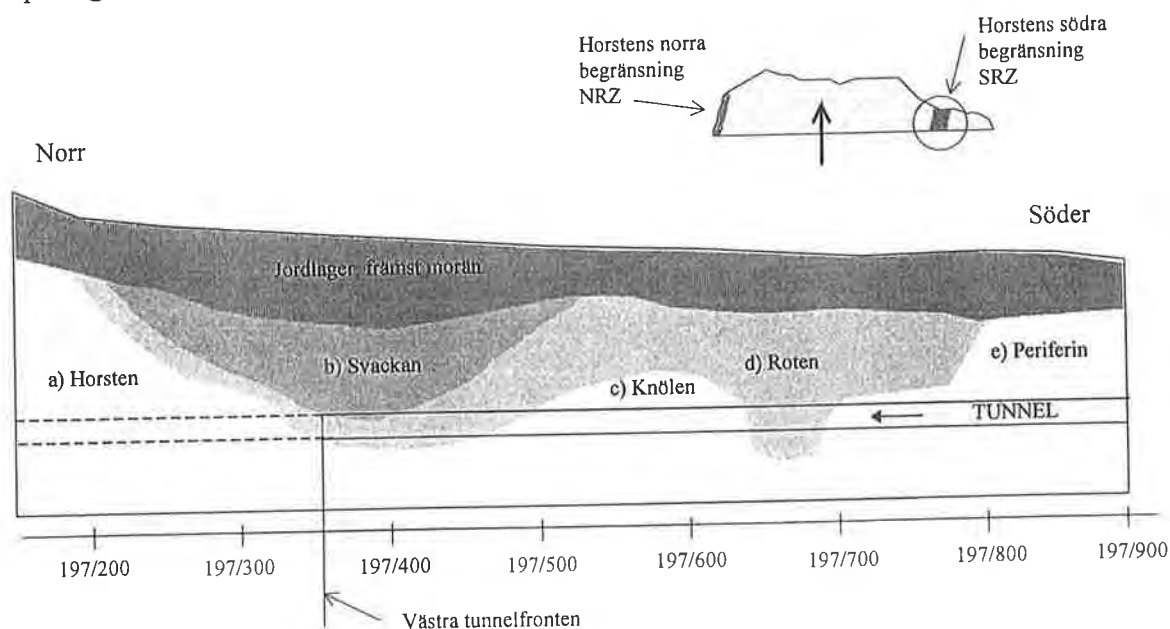
2. INGENJÖRSGEOLOGISK BESKRIVNING

2.1 Södra randzonens geologi

Den 750 m breda Södra randzonen utgör gränsen mellan den egentliga horsten och urberget beläget söder därom. Randzonen uppvisar ett urberg, gnejs med inslag av amfibolit, som genomgått en omfattande vittring och leromvandling. I de centrala delarna förekommer också inlagringar av sedimentära bergarter, framförallt silt och lerstenar med inslag av

okonsoliderad sandsten. En konceptuell geologisk modell av Södra randzonen, baserad på information från geofysiska undersökningar såväl som borrhningar, redovisas i Figur 2.1. Figuren visar framförallt hur det kraftigt vittrade berget (mörkare grått) ställvis når ner till tunnelnivån. Några typiska delområden kan urskiljas inom den Södra randzonen.

- Horsten*. Norr om svackan övergår Södra randzonen i horsten. Här förväntas friskt berg med stora vattenmängder.
- Svackan*. Den centrala delen utgörs av en vittrad, leromvandlad svacka. I detta område påträffas också lager av sedimentärt berg, sk Kågerödslager som består av leriga sandstenar, siltstenar och lerstenar.
- Knölen*. Söder om svackan sticker ett parti med genomgående friskare berg upp.
- Roten*. Ytterligare söderut finns en vittrad rot.
- Periferin*. I zonens periferi sker en successiv övergång mot friskt berg av förhållandevis bra kvalitet. Detta berg är av bättre kvalitet än det berg som exempelvis påträffas på norra påslaget och mellanpåslaget.



Figur 2.1 Konceptuell geologisk modell över Södra randzonen. Längdskalan är ungefärlig. Gråskalan representerar relativ bergkvalitet, ju mörkare desto sämre (mer vittrat och leromvandlat) berg.
Conceptual geological model of the Southern Marginal Zone. Dark areas represent more weathered sections of the rock mass.

Geologin i Södra randzonen karakteriseras framförallt av inhomogenitet. Tunnelarna drivs i gränssonen mellan vittrat och friskt berg vilket innebär att förhållandena kan variera kraftigt och snabbt, från salva till salva och även inom en och samma tunnelstuf. Såväl sediment som helt leromvandlat berg förekommer företrädesvis ovanför och i de övre delarna av tunneln. Generellt är tunnelns nedre delar av bättre/friskare kvalitet. I randzonens centrala delar råder jordlika förhållanden, framförallt i den övre halvan av tunneln. Men även i denna kraftigt vittrade bergmassa finns inslag av friskare block, typiskt för en klassisk vittringsprofil.

2.2 Geologiska scenarier

I förfrågningsunderlaget presenteras en principiell geologisk modell över Södra randzonen samt en geologisk prognos med förväntade Q -värden, förstärkningsklasser och injekteringsklasser längs tunnelsträckningen. Prognosen och mängdlistan bygger på tre bergklasser $Q < 0,1$, $0,1 < Q < 1$ respektive $Q > 1$. För bergmekaniska bedömningar i komplexa bergförhållanden med dåligt berg är detta en för grov indelning varför en mer detaljerad uppdelning gjordes av Skanska i anbudsskedet. Med utgångspunkt från den förväntade geologin ställdes åtta scenarier upp. För varje scenario identifierades geologiska faror (se Avsnitt 2.3) samt bestämdes hur drivning och driftförstärkning förväntades ske.

Scenario A, $Q > 1$ Kompetent berg

Kompetent berg som inte uppvisar någon vittring och begränsad uppsprickning. Inga eller endast måttliga vattenflöden förväntas generellt, lokalt kan större vattenflöden förekomma. Bergmassan har normalt en god injekterbarhet. Drivning med full sektion och full salvlängd.

Scenario B, $0,1 < Q < 1$ Berg med svaghetszon

Berg av dålig kvalitet som delvis är vittrat alternativt innehåller svaghetszoner. På grund av en viss lervittring förväntas endast måttliga vattenflöden. God till hyfsad injekterbarhet kan förväntas. Drivning med full sektion och full salvlängd.

Scenario C, $0,1 < Q < 1$ Flera smala amfibolitgångar

Berg av dålig kvalitet. Flera kraftigt vittrade amfibolitgångar i en grundmassa av gnejs med måttlig vittringsgrad. Bergmassan är blockig. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Gnejsen bedöms ha god injekterbarhet. Amfiboliten är sannolikt vattenförande och lerinnehållet gör den svårinjekterad. Drivning med full sektion och full salvlängd, spiling i tak.

Scenario D, $Q < 0,1$ Breda amfibolitgångar

Berg av mycket dålig kvalitet. I denna klass förväntas cirka 50 % av fronten utgöras av en sammanhängande zon av lervittrad amfibolit. Övrigt berg är gnejs med måttlig vittringsgrad. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Gnejsen bedöms ha god till hyfsad injekterbarhet. Amfiboliten är sannolikt vattenförande men lerinnehållet gör den svårinjekterad. Drivning med full sektion och reducerad salvlängd samt spiling i tak.

Scenario E, $Q < 0,1$ Vittrat berg

Berg av mycket dålig kvalitet. 100 % av fronten utgörs av kraftigt vittrad och delvis leromvandlat berg. Bergmassan har låg hållfasthet och kan brytas med händerna. Bergmassan bedöms relativt tät. Lerinnehållet gör bergmassan svårinjekterad. Drivning med full sektion och reducerad salvlängd samt spiling. Vid kraftig vittring kan galleri och pall krävas.

Scenario F, $Q < 0,1$ "Bättre mot djupet"

Berg av mycket dålig kvalitet. I denna klass består tunnelns tak och anfang av lera, sedimentärt berg eller kraftigt leromvandlat berg. Övriga tunneln är belägen i måttligt till kraftigt vittrat berg. En kvalitetsförbättring förväntas med djupet (jämför vittringsprofil för metamorfa bergarter). På grund av stort lerinnehåll bedöms berget svårinjekterat. Drivning med galleri och pall, reducerad salvlängd och spiling i tak och vägg.

Scenario G, $Q < 0,1$ Helt krossat berg

Berg av mycket dålig kvalitet. Tunneln ligger i helt krossat och delvis leromvandlat berg. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Generellt sett förväntas berget svårinjekterat på grund av krossningsgraden och lokalt höga lerhalter. Drivning med galleri och pall, reducerad salvlängd och spiling i tak och vägg.

Scenario H, $Q < 0,1$ Jordtunnel

Berg av mycket dålig kvalitet. Helt leromvandlat berg eventuellt med inslag av moränlera. Jordmassan förväntas vara tät och ingen injektering krävs. Multiple drift med spiling i tak och vägg. Rundad tunnelsektion kan vara aktuellt.

Dessa scenarier har visat sig stämma relativt bra med den faktiska geologi som påträffas i tunnarna. Inför uppskattning av kapaciteter samt planeringen av tunneluttaget etc gjordes också bedömningar om fördelningen av dessa scenarier i Södra randzonen. Varefter tunneluttaget fortskrider kan en avstämning av dessa bedömningar göras. I Tabell 2.1 sammanfattas förväntad och uppmätt fördelning av scenarier i dagsläget.

Tabell 2.1 Fördelning av förväntade och karterade scenarier (februari 98).
Distribution of expected and mapped geological scenarios (February 98).

Scenario	Förväntad fördelning vid aktuellt stuffläge [%]	Karterad fördelning vid aktuellt stuffläge [%]
A	51	33
B	8	19
C	6,5	6,5
D	5	5
E	11	6
F	15	25
G	0	0
H	3	5

2.3 Geologiska faror

Den komplexa geologiska situationen i Södra randzonen innebär att flera geologiska faror kan identifieras.

- Blocknedfall
- Uppluckring av bergmassan (Ravelling ground)
- Rinnande berg (Running ground)
- Svällande berg (Swelling ground)
- Vatten
- Flytande berg (Flowing ground)

Då endast en liten del av randzonen återstår kan man konstatera att samtliga faror utom vatten och flowing ground påträffats. Flera av farorna har realiserats och resulterat i ett fåtal mindre skadehändelser (utfall). Dessa har dock inte påverkat tunneldrivningen på ett allvarligt sätt. En kontinuerlig uppföljning (incidentrapportering) av händelser förknippade med ovanstående geologiska faror har utförts internt av Skanska. Resultat från denna uppföljning har sedan använts som indata i en kontinuerlig aktiv designprocess.

Av de identifierade farorna har ravelling ground, vilket väsentligt begränsar bergmassans ståt, haft störst påverkan på tunneldrivningen. Det vittrade urberget har mycket liten motståndskraft mot påverkan från fukt och luft vilket innebär att bergmassans hållfasthet reduceras snabbt då den blottläggs. Det har därför varit avgörande att täcka uttagna sektioner med sprutbetong så fort som möjligt (inom 0,5-1 timme). En förutsättning för att klara av ravelling ground är också att utföra en kontinuerlig spiling, se Kapitel 3. De sedimentära lager som påträffats innehåller linser och fickor av okonsoliderad ensorterad sand. Detta innebär förutsättningar för running ground. Med hjälp av omfattande spiling har denna emellertid hållits under kontroll.

3. TUNNELDRIVNING

3.1 Ansvarsfördelning och designprocess för tunneluttag

Hallandsåsprojektet är en generalentreprenad. Detta innebär att Banverket, som beställare, ansvarar för design av samtliga permanenta konstruktioner, exempelvis bergförstärkning. För konstruktion och design har Banverket anlitat VBB/Viak. Skanska Anläggning AB, som generalentreprenör, ansvarar för uttagsmetod och driftförstärkning. I de följande diskussionerna läggs tyngdpunkten just på design av tunneluttag och driftförstärkning.

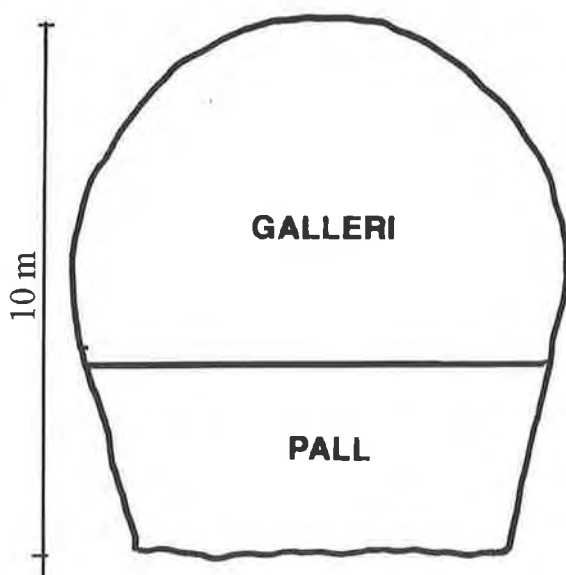
Designprocessen som Skanska tillämpat för tunneluttag och driftförstärkning bygger på stringent aktiv design, dvs en process innehållande delmomenten förutsägelse, observation och åtgärd. Förutsägelsen eller prediktionen ställdes inledningsvis upp redan i anbudsskedet i form av åtta geologiska scenarier. För dessa scenarier gjordes uppskattning av driftförstärkningsåtgärder, kapaciteter etc vilket sammanställdes i en förväntningsmodell. Under tunneldriften har sedan kontinuerliga observationer av geologi, deformationer, skadehändelser etc genomförts. Resultaten av observationerna har sedan lett till anpassning av samt ändringar i drivnings- och förstärkningsförfarande. Utöver detta har en regelbunden revision av arbetena skett av en bergteknikgrupp med representanter för samtliga parter. Kontinuerligt har också förväntningsmodellen uppdaterats med beaktande av verkliga förhållanden. Geologiska prognoser i två skalor har kontinuerligt upprättats. En prognos i 150-200 meters skalan framförallt baserad på horisontell kärnborrning framför stuff samt en i 5-15 meters skalan i huvudsak baserad på tolkning av borrarparametrar.

3.2 Teknik för drivning och förstärkning

Vid tunneldrivning i så komplexa och osäkra förhållanden som de vid Södra randzonen har samspelet mellan vald drivningsmetod och förstärkningsmetod avgörande betydelse för effektiviteten och säkerheten i arbetet. Drivning och förstärkning måste utgöra en integrerad del av produktionscykeln där metodval och design anpassas till varandra och till de rådande förhållandena.

I Södra randzonen har både fräsning och drivning med borrning och sprängning provats för uttaget. Efter jämförelse mellan de båda metoderna fann man att fräsning av profilen, då detta från hållfasthetssynpunkt är möjligt, bäst uppfyller de kombinerade kraven på flexibilitet, precision och effektivitet som ställs vid drivning i mycket svagt berg. I många fall har fräsning använts i kombination med bilning med hydraulhammare eller borrning och sprängning framförallt i de nedre delarna av tunneln där bergkvaliteten ofta är bättre.

För att öka stabiliteten vid fronten har tunneln tagits ut med galleri och pall. I en första fas drivs galleriet genom hela randzonen, därefter tas pallen ut i en andra fas. Galleriet har som mest delats upp i sex mindre delar med temporärförstärkning av sprutbetong mellan varje deluttag. Normalt fräses tunneln i 1-2 meter långa etapper. För att förbättra verkan av främst den permanenta förstärkningen har tunnelformen ändrats från en klassisk U-profil till en hästsko profil, se Figur 3.1.



Figur 3.1 Den rundade tunnelformen tas ut med en front delad i galleri och pall.
Schematic tunnel section illustrating gallery and bench excavation.

Den driftförstärkning som installeras skall uppfylla en lång rad krav. Det använda systemet skall förhindra ras och begränsa deformationer, men det måste även enkelt kunna anpassas till varierande grader av dåligt berg. Det skall vara enkelt att installera så att en hög kvalitet alltid erhålls. Vidare skall förstärkningen snabbt ha sådan hållfasthet att en hög produktionstakt kan tillåtas.

Det förstärkningssystem som används vid Hallandsås kan delas upp i tre delar, den som installeras framför front, vid front och bakom fronten. Syftet med förstärkningen framför front är främst att förlänga bergmassans ståtids så att driftförstärkningen hinner installeras innan ras initieras. Syftet med förstärkningen som installeras vid fronten är att garantera stabilitet fram tills dess att permanentförstärkningen installeras bakom fronten.

Spiling, bestående av 7 m långa kamjärn ($\phi 25$ respektive $\phi 32$) monterade i $5-10^\circ$, har används som förförstärkning genom hela Södra randzonen. I de sämsta partierna installeras spilingen med ett centrumavstånd på 300 mm i såväl tak som vägg. För att spiling skall fungera krävs ett bra stöd i bultarnas bakkant samt en bra ingjutning i framkant. All spiling gjuts därför in längs hela sin längd och den yttre änden vilar på en nätarmerad betongbåge. I kombination med spiling har också 7,5 m långa Super Swellex installerats som förbult. Dessa har installerats i 30° vinkel med c/c 1 meter.

Som driftförstärkning används en kombination av nätarmerad sprutbetong och bult. Sprutbetongen installeras delvis på senast uttagna salva och delvis genom komplettering baköver. Omkring 100 mm fiberarmerad betong sprutas normalt på vid senaste salvan, denna kompletteras med armeringsnät och bultning med 4 m långa bult, installerade c/c 1 m. Sprutbetongen kompletteras successivt baköver tills dess att en total tjocklek av 250 mm uppnås.

Den permanenta förstärkningen är ursprungligen planerad och dimensionerad som en förstärkning bestående av fibersprutbetong och ingjutna kamstålsbult. Om problemen med inläckande

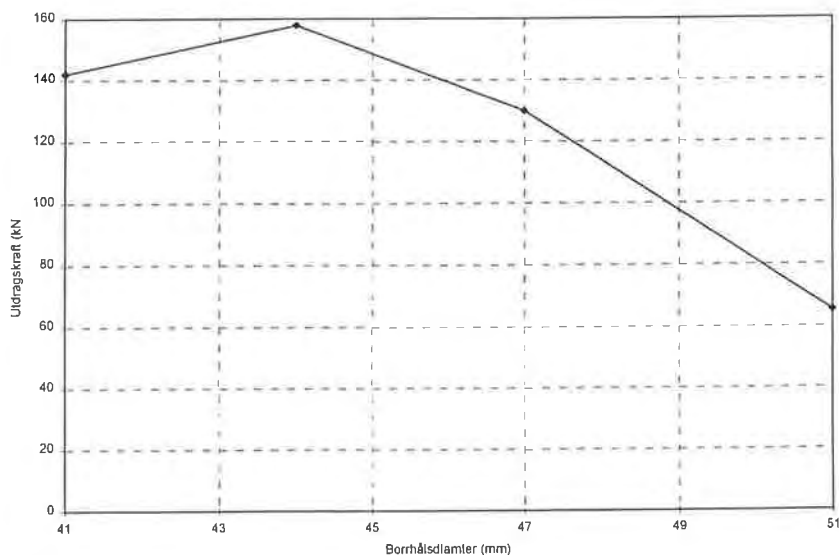
vatten i de norra och centrala delarna av åsen resulterar i att utrustning för lining införskaffas, kommer sannolikt den permanenta utformningen av förstärkningen genom Södra randzonen att göras om till en platsgjuten lining.

Sammanfattningsvis kan konstateras att drivning och förstärkning i stort utförts som planerat. Kapaciteten i det sämsta berget har varit bättre än planerat. Viktigast från stabilitetssynpunkt har varit att kontrollera ravelling ground. Detta har åstadkommit genom försiktigt uttag med fräsning i kombination med bilning samt omfattande spiling. Några slutsatser vad gäller spilingen i mycket svagt berg är att ingjutning längs hela längden ökar samverkan med bergmassan och därmed säkerheten, c/c avståndet bör inte överstiga 300 mm samt erforderligt upplag erhålls med hjälp av en nätad, fiberarmerad sprutbetongbåge.

3.3 Utvärdering av Super Swellex i mycket dåligt berg.

För att säkra block och ge omedelbar förstärkning har Super Swellex använts som driftbult i Södra randzonen. För driftbultning har 4 meters bult använts och i det sämre partierna har 10-12 bult/m tunnel installerats. Vidare har swellexbultar använts som kontinuerlig förbultning (se ovan) samt till förstärkning av stoffen. 4 meters Super Swellex har använts för stoffförstärkning i det sämsta berget ($Q < 0,01$). Normalt har 5-8 bult per uttagsomgång installerats.

För att undersöka vilken effekt bulten har i mycket dåligt berg utfördes en serie utdragsprov där den borrade diametern varierades från 51 mm ner till 41 mm. Vid installationen har sprutbetongen borrats upp för att undvika att bulten hängs upp där. Resultatet redovisas i Figur 3.2. I figuren framgår att en relativt hög hållfasthet kan erhållas med Super Swellex, men det krävs då att hålets diameter minskas och anpassas till bergmassans lägre styvhet. Vid Hallandsås erhöles störst effekt vid en innerdiameter av 44 mm.

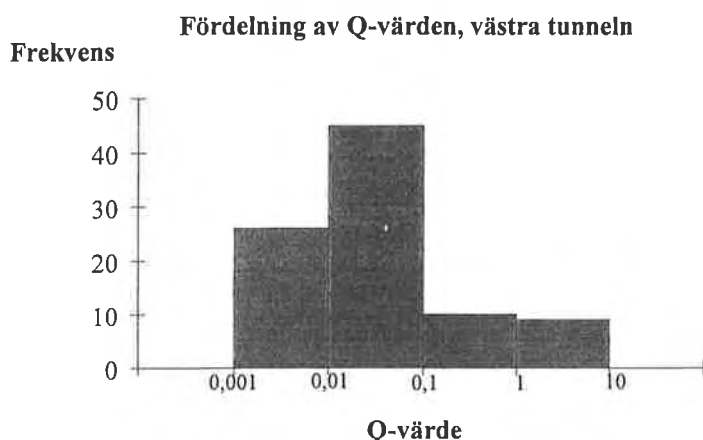


Figur 3.2 Utdragskraft för Super Swellex i relation till borrhålsdiameter.
Pull-out resistance for Super Swellex in relation to bore hole diameter.

Generellt har swellexbultarna fungerat tillfredsställande även i det sämsta berget. Fördelarna är att den lastupptagande förmågan erhålls momentant, vilket är viktigt i berg med kort ståtids, samt att den korta installationstiden möjliggör god produktionshastighet.

3.4 Q-systemet i Hallandsås

Klassificering av bergmassan utförs kontinuerligt med hjälp av Q-systemet. Bergkvaliteten, uttryckt som Q, är generellt låg i Södra randzonen. Endast en mindre andel värden överstiger $Q=0,1$. Fördelningen av Q-värden uppmätta i den västra tunneln (inom Södra randzonen) visas i Figur 3.3.



Figur 3.3 Fördelning av uppmätta Q-värden i västra tunneln inom Södra randzonen.
Distribution of Q-values in the western tunnel within the Southern Marginal Zone.

Inledningsvis klassificerades berget utan hänsyn till den övergripande regionala geologin och de specifika geologiska farorna (dvs enbart som en bergbeskrivningssystem, med parametern $J_w/SRF = 1$). Då man gick in i Södra randzonen och bergkvaliteten försämrades något konstaterades att bergmassan vid visuell kartering uppvisade förhållanden som innebar ett Q-värde i storleksordningen 1-3. Detta stod inte i relation till hur berget uppförde sig eftersom det förekom instabilitet i taket kännetecknande för mycket dåligt berg (friska block som till synes verkade insända i taket kunde helt plötsligt släppa). I detta skede ifrågasattes Q-klassificeringen och dess roll av produktionspersonalen. Geologin i detta specifika område styrdes till stor del av vittringsgraden ovanför tunneln. Friska block "svävade" i en vittrad bergmassa. Utan hänsyn till den generella geologiska bilden med vittrat, låghållfast och i princip spänningslöst berg erhöles Q-värden i storleksordningen 1-3 vilket inte beskrev verkligheten på ett riktigt sätt. I detta skede gjordes en revidering där J_w/SRF -faktorn reducerades mot bakgrund av den övergripande geologiska situationen i randzonen. Detta innebar "de facto" att Q-värdet reducerades med en faktor 10.

En lärdom av detta är att då Q-systemet används som riktlinje för val av förstärkning är det viktig, framförallt i dåligt berg, att ta hänsyn till den regionala geologin och de bergmekaniska mekanismer som råder. Man bör således utgå från det bergmekaniska problemet och ställa upp en övergripande klassificeringsfilosofi. En nackdel vid användning av Q-systemet i vittringspåverkat berg är att det inte direkt tar hänsyn till bergets hållfasthet (σ_c) vilket har

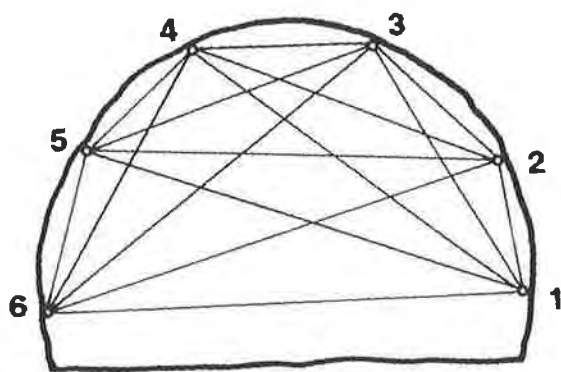
visat sig vara den viktigaste faktorn vid drivning i Södra randzonen. I Q-systemet måste detta justeras via SRF-faktorn, vilket innebär att en övergripande klassificeringsfilosofi måste finnas eftersom man inte "ser" SRF i tunneln.

I bygghandlingarna finns ett antal permanentförstärkningsklasser som har kopplats till olika Q-värden. Q-klassificeringen, som görs av Banverkets geologer, utgör således grunden för bestämning av permanentförstärkning av tunnlarna (till viss del påverkar även detta driftförstärkningen eftersom den, inom vissa ramar, står i relation till permanentförstärkningen). Detta arbetssätt används ofta inom bergbyggande idag och fungerar bra. Designen av permanentförstärkningen har i Hallandsåsfallet dock inte helt utgått från Q-systemets förstärkningsdiagram utan baseras på beräkningar, bedömningar och erfarenhet. Det kan därför vara intressant att jämföra riktlinjerna i Q-systemet med installerad förstärkning. Man kan då konstatera att om inte hänsyn tas till speciella långtidsaspekter är tunneln stabil (på några års sikt) med mindre förstärkning än vad Q-systemet anger. Om generell hänsyn tas till långtidseffekter, exempelvis swelling ground, vattenpåverkan etc, vilket kan komma att innebära att Södra randzonens centrala delar kläs med betonglining, närmar man sig Q-systemets riktlinjer.

4. UTVÄRDERING AV DEFORMATIONS MÄTNINGAR

4.1 System för deformationsövervakning

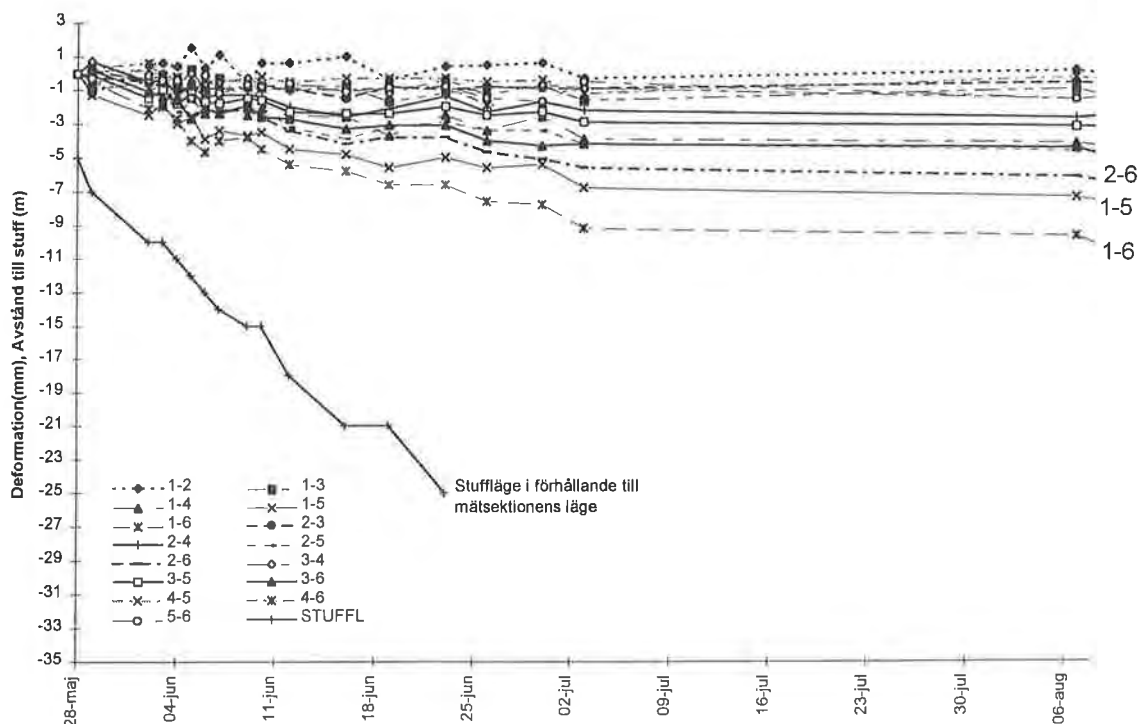
Deformationsövervakningen är en integrerad del av tunneldrivningen genom Södra randzonen. Den fyller två syften, dels ger mätningarna god information om långtidsstabiliteten i tunneln, dels övervakar de sektioner som installerats nära tunnelfronten tunnelns korttidsstabilitet och deformationer som funktion av frontens läge. Optiska mätsektioner har regelbundet installerats med max 20 meters mellanrum, så nära fronten som möjligt. I varje sektion har sex punkter (prismor) installerats och mätningar sker med hjälp av totalstation, se Figur 4.1. Vid en inledande nollmätning rymdbestäms samtliga punkter därefter utförs endast mätningar som visar den relativa rörelsen mellan två punkter. Noggrannheten vid optisk konvergensmätning är cirka 1 mm.



Figur 4.1 Principiell konvergensmätningssektion för Södra randzonen. Deformationsmätningen görs med sex punkter i galleriet.
Section for optical convergence measurement.

4.2 Generellt deformationsmönster

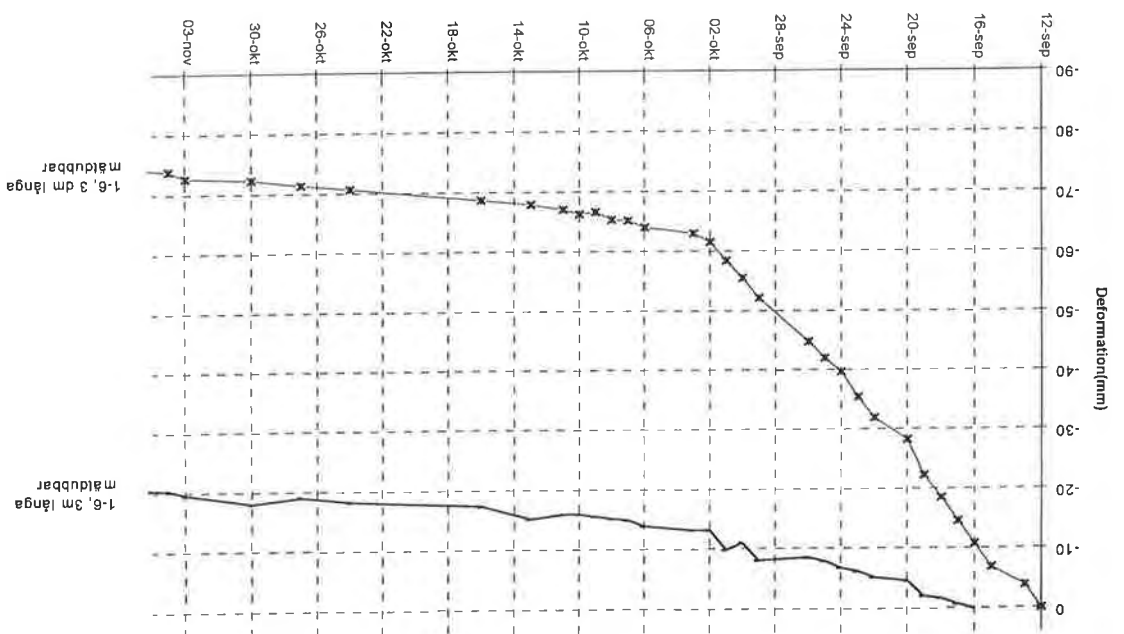
Från de mätningar som påbörjats nära tunnelfronten (<5 m) framgår att största delen av deformationerna äger rum inom ett område 0 - 20 m från fronten. Ett typiskt exempel visas i Figur 4.2, deformationsmätningar från Sektion 197/445, västra tunneln. Ur denna figur kan det ses att största delen av deformationerna uppträder då fronten befinner sig upp till 10 meter från sektionen. Vidare framgår det att den största deformationen är horisontell, vilket förklaras av att sprutbetongen ger mindre mothåll i de relativt vertikala väggarna där den ej har möjlighet att verka genom valvbildning.



Figur 4.2 Deformation vid Sektion 197/445.
Deformation at Section 197/445.

Normalt är mättdubbarna ca 30 cm långa, men för att studera hur ytlig deformationen är installerades 3 m långa mättdubbar som ett komplement i Sektion 197/438, östra tunneln. Resultatet visas i Figur 4.3, där det framgår att deformationen minskar till ca 1/3 då de långa helt ingjutna dubbar används. Detta betyder att största delen av deformationen uppträder närmast tunnelytan, vilket helt är i enlighet med teorierna för bergmassans responskurva (ground reaction curve).

Figur 4.3 Horisontell konvergens, mätt med 3 dm respektive 3 m långa mätubbar. Horizontal convergence, measured with 3 dm and 3 m measuring anchor respectively.

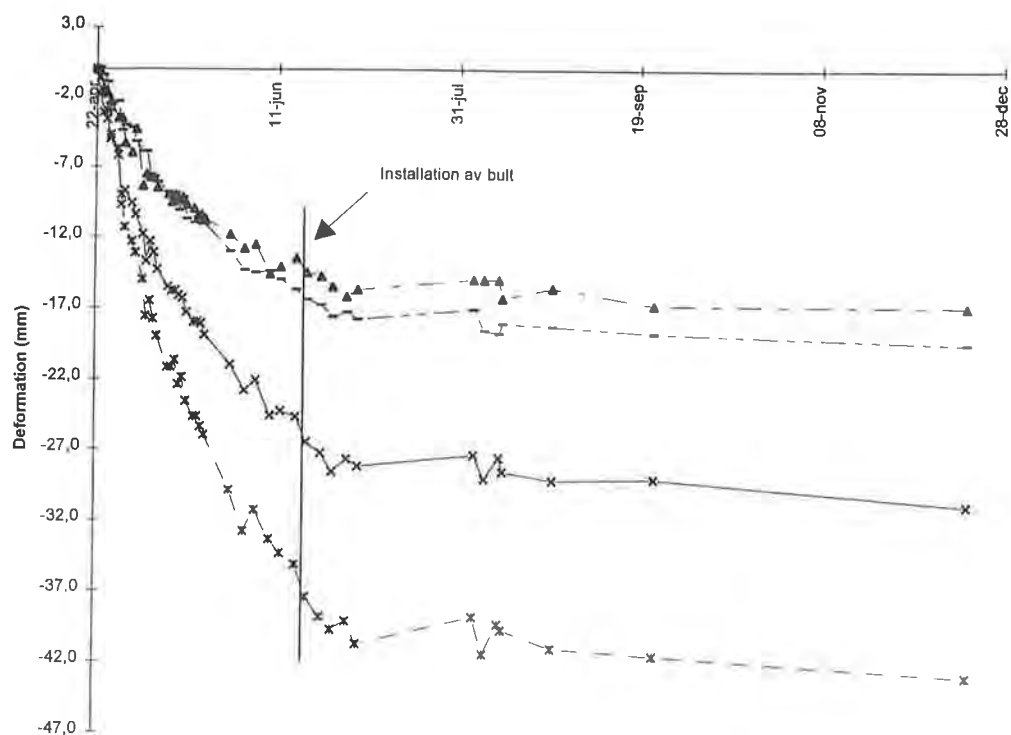


4.3 Effekt av bultning

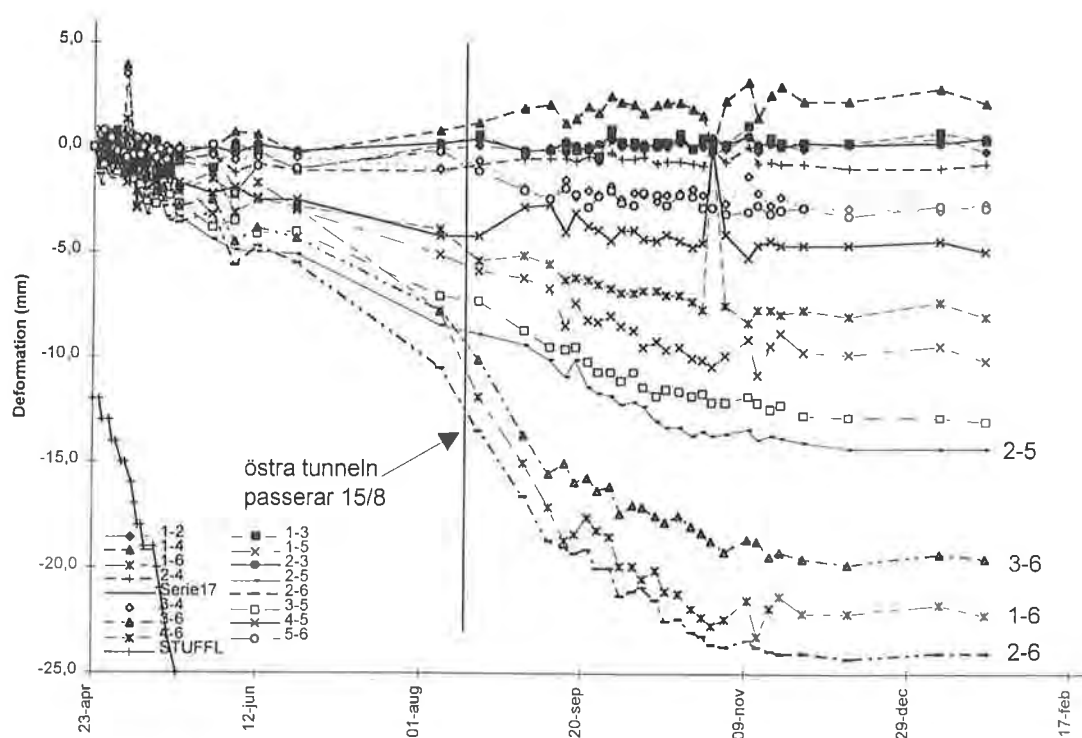
Bultning har visat sig stoppa pågående deformationer effektivt. I flera fall har tidsberoende rörelser upptätt i tunnelns väggar, vilka möjligen kan knytas till passage av angränsande tunnel, men också till svällning eller uppluckring av bergmassan närmast tunnelväggen. Ett exempel visas i Figur 4.4 där konvergensen i Sektion 197/533 (östra tunneln) mellan punkterna 1-6, 1-5, 1-4 och 2-6 visas. Efter det att stora deformationer uppmätts bultades sektionen den 18/6. Deformationerna avtog och avstannade helt efter ytterligare 4 mm deformation. Ett liknande mönster upprepar sig i flera observationspunkter, men deformationen efter installation rad bultning varierar mellan 3 och 10 mm. Det finns sannolikt flera anledningar till att bultning fungerar bra. Främst beror det på de låga spänningar som råder i området. Vid låga spänningar sprider sig den plastiska zonen inte så långt ut från tunnelväggen, vilket innebär att hela eller mycket stora delar av denna zon kan förstärkas med bult. Det finns således goda möjligheter att förankra bulten i stabilt berg en bit in från väggen. En annan anledning till bultarnas goda verkan kan vara förekomst av bitar av friskare och mer ovtitrat berg.

4.4 Deformationspåverkan från angränsande tunnel

En klar ökning i deformation kan observeras då den östra tunnelns front passerar en mätsektion i den västra tunneln, Figur 4.5. De två tunnlarne är belägna med ca 25 meters mellanrum, vilket motsvarar 2-3 tunneldiametrar. Vid de låga spänningar som råder i Södra randzonen (ca 50 meters bergtäckning eller 1400 kPa) bör den plastiska zonen ej sträcka sig längre ut från tunneln än ca 1-4 tunneleradier, vilket motsvarar ca 5-20 meter. Utanför detta område sker mindre elastiska spänningssmälningar. Deformationen kan därför ej helt förklaras med spänningssmälningar utan tidsberoende effekter som svällning och successiv uppluckring kan också förekomma. Deformationerna avstannar dock efter ytterligare bultning.



Figur 4.4 Bultning av väggen ger stor effekt. Uppmätt konvergens i Sektion 197/533.
Bolting in the wall is effective. Measured convergence at Section 197/533.



Figur 4.5 Deformationer utvecklas i samband med att angränsande tunneln passerar mätsektionen 197/465 i västra tunneln.
Deformations increase as the eastern tunnel passes. Deformations measured at Section 197/465 in the western tunnel.

5. AVSLUTANDE KOMMENTARER

Södra randzonen består bitvis av extremt dåligt berg eller närmast jordlika förhållanden. Trots detta har den i grunden konventionella drivningsmetoden fungerat bra och inga generella stabilitetsproblem har förekommit vare sig under drivningen eller senare. Drivningsmetoden har karakteriserats av stor flexibilitet och aktiv design samt ett integrerat tänkande när det gäller drivning och driftförstärkning. De specifika geologiska förhållandena och de bergmekaniska mekanismerna har givits stort fokus när det gäller beslutsprocessen kopplad till tunneldrift och förstärkning. Idag är tunneln stabil med hjälp av systematisk förstärkning med kamstålsbult (ner till c/c 1 m) samt fiberarmerad sprutbetong (25-30 cm). Utdragsförsök har visat att Super Swellex fungerar bra som driftförstärkning om optimering av håldiameter görs i förhållande till bergmassans styvhet.

Deformationsanalyser visar att berget uppför sig så som kan förväntas. Detta innebär att den största andelen av deformationerna sker närmast stoff om man tittar längs tunneln respektive närmast tunnelväggarna om man tittar radiellt ut från tunneln. Störst deformation mäts generellt upp i väggarna, dvs som horisontell konvergens. Man kan också konstatera att bultning av väggarna effektivt stabiliserar deformationen i dessa.

En av de stora viktiga erfarenheterna från drivningen genom Södra randzonen är nödvändigheten av att kombinera praktiskt och teoretiskt kunnande. Produktionspersonalens erfarenhet och känsla för berget är viktig att ta tillvara för att erhålla en effektiv och säker tunneldrift samtidigt som en teoretisk förståelse för grundläggande mekanismer måste till för planeringen av driften samt för att upptäcka och hantera geologiska risker. Genom att skapa ett öppet informationsflöde i organisationen, bygga upp strukturerade beslutsvägar samt genomföra kontinuerliga tekniska revisioner har man i detta fall skapat en god och framgångsrik balans mellan praktik och teori.

Summary

The Southern Marginal Zone partly exhibits extremely poor rock. Despite the difficult conditions a conventional excavation method continuously adapted to decreasing rock quality has been used. In order to meet the difficulties the front has been split into smaller sections, spiling has been used and excavation has partly been done using a roadheader. The tunnels are reinforced with rock bolts and fibre shotcrete. For temporary support Super Swellex rock bolts have been used. Pull-out tests show good performance even in very poor rock. However, the bore hole diameter must be optimized in relation to the stiffness of the rock mass.

Deformation analyses show that the largest part of the deformations occur closest to the front and radially closest to the tunnel walls. It can also be shown that bolting of the walls reduces the horizontal convergence significantly.

One conclusion from the tunnel excavation is the importance of combining practical and theoretical knowledge. The tunnel workers have large knowledge within practical excavation and a unique feeling for the rock, valuable for the establishment of a safe and effective excavation. On the other hand, an understanding of basic geological and rock mechanical mechanisms are vital for the planning work, and assessment and handling of geological risks. By generating an open flow of information, a clear decision process and perform technical audits a successful balance between theory and practice has been achieved at the Hallandsås tunnels.

INJEKTERING VID PROJEKTET TUNNLAR GENOM HALLANDSÅS

Grouting at the project Tunnels through Hallandsås

Tommy Olsson, Golder Associates AB

Magnus Nelson, Skanska AB

1 INLEDNING

Järnvägstunnelarna genom Hallandsås utgör ett väsentligt inslag i den pågående uppbyggnaden av Västkustbanan mellan Göteborg och Malmö. Tunnelarna består av två enkelspårstunnelar, vardera med en längd av 8,6 km och en area av 62 m². Tunneldrivningen sker med konventionell teknik. Banverkets Södra Region är byggherre med Skanska AB som entreprenör.

Tolkningen av förundersökningsmaterialet gav att tätningsarbetet är den kritiska faktorn för projektets framgång. I samband med etableringen under mars 1996 utarbetades därför en strategi för optimering av injekteringsarbetena vid Hallandsås. Denna strategi har sedan följts och vartefter analyser och tester fortskridit har den också successivt uppdaterats. Optimeringsprocessen har varit omfattande och den har med ledning av den förutbestämda strategin utförts på ett systematiskt sätt.

De geologiska förhållandena i urbergshorsten är besvärliga. Berget är kraftigt uppsprucket och inom långa avsnitt omvandlat till lera. Horsten är kraftigt vattenförande. Grundvatteninläckningen har varit ett huvudproblem för tunneldrivningen, främst genom stora svårigheter att erhålla en acceptabel tätning. Vatteninläckningen till tunnelarna har överstigit de gränsvärden som fastställts genom gällande vattendom. Den teknik som specificerats i de tekniska beskrivningarna ger inte tillräcklig täthet och den är mycket tidskrävande. För att förbättra produktiviteten och tätheten har alternativa kemiska och cementbaserade injekteringsmedel testats.

2 PROJEKTET TUNNLAR GENOM HALLANDSÅS

2.1 Historik

Den cirka 30 mil långa järnvägen mellan Göteborg och Malmö, även kallad Västkustbanan, byggdes ursprungligen som en enkelspårig järnväg och elektrifierades 1936. Järnvägsförbindelserna fick efterhand en allt större betydelse, inte bara som en förbindelse utefter västkusten utan även som en förbindelse till kontinenten ända från

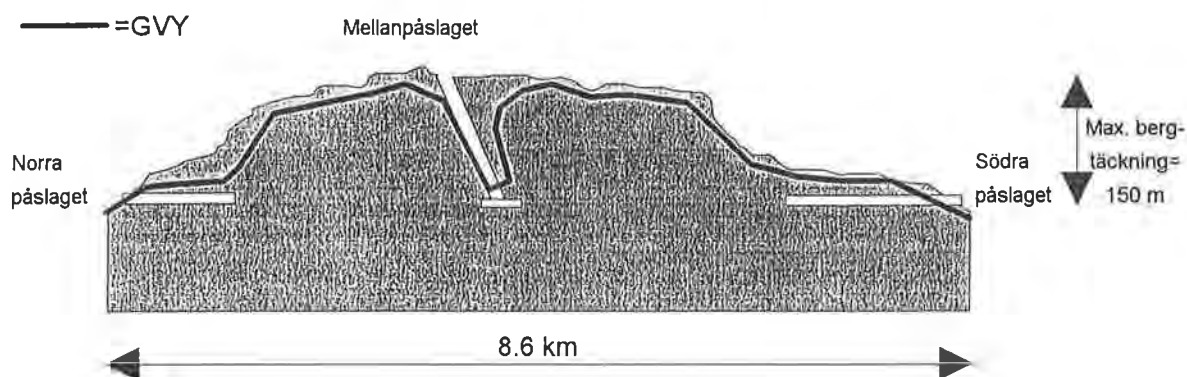
Norge. Sedan 1988 är det statliga företaget Banverket ägare och ansvarig för huvuddelen av Sveriges spårssystem.

För att Sverige skall kunna ingå i ett modernt europeiskt järnvägsnät krävs en upp- rustning av Väst kustbanan. Mot bakgrund av en förväntad ökning av såväl gods- som persontrafiken på Väst kustbanan påbörjades för en tid sedan en utbyggnad av järnvägen till att bli dubbelspårig, något som är en förutsättning för att kapaciteten skall kunna motsvara efterfrågan. Även uppgradering av signalsystem, korsningar och sträckning ingår i upp rustningen. Allt detta kommer sammantaget leda till en ökad kapacitet och minskad restid för godståg, lokaltåg, regionaltåg samt snabbtåget X2000.

2.1 Tunnlarna

Den nya sträckningen skall gå genom åsen i två stycken 8,6 km långa tunnlar. Fyra stycken betongtunnlar á 125 meter uppförs utanför respektive påslag. Tvärsnittsarean är 62 m² och var 500:e meter förbinds de båda tunnelrören av en tvärtunnel. Arbetet bedrivs från åtta fronter. Två fronter från norr, två från söder och fyra fronter från mellanpåslaget. Den 900 meter långa arbetstunneln med lutning 1:7 vid mellanpåslaget har således fördubblat antalet fronter.

Totalt har till dags dato cirka en tredjedel färdigställts och projektet behäftas med kraftiga förseningar. De främsta problemen har utgjorts av inläckande grundvatten från ett mycket svårtätat berg. Vatteninläckningen har lett till avsänkningar av grundvattnet, vilket inom vissa områden har orsakat att brunnar har torrlagts. Banverket har låtit borra cirka 50 nya ersättningsbrunnar i berg.

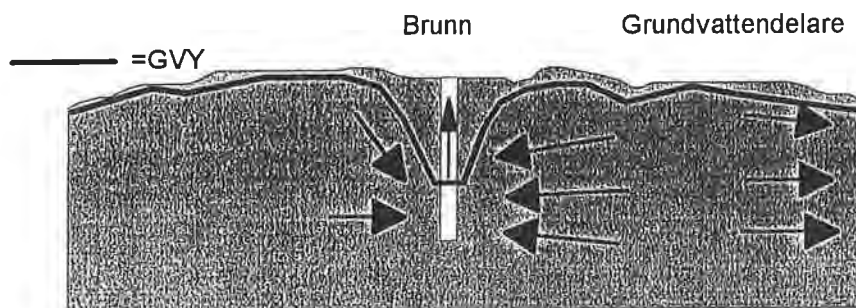


Figur 1. Schematisk bild av tunnlarna genom Hallandsås. Grundvattennivåerna i berget är lokalt avsänkta till följd av den dränering som orsakats av vatteninläckningen, vilket schematiskt åskådliggörs ovan.

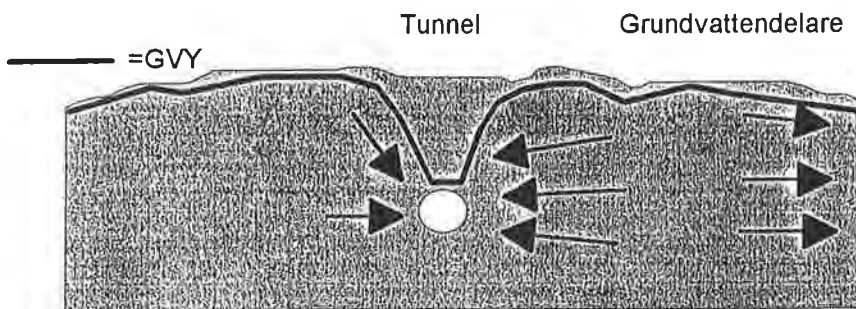
Schematic picture of the tunnels through Hallandsås. The ground water table in the rock is locally lowered as a consequence of the water leakage into the tunnel, which is schematically shown above.

De allra flesta tunnlar och andra berganläggningar som vi har i Sverige ligger under grundvattenytan. I vissa fall är berget i sig så tätt att inläckningen blir obetydlig. I andra fall erfordras någon form av tätning för att inte få in alltför stora mängder grundvatten. Orsakerna till att man vill ha en liten vatteninläckning kan vara flera. Det kan vara att man inte vill åstadkomma en grundvattensänkning som kan medföra sättningsskador i tätbebyggda områden på lera. Denna problematik är vanlig i exempelvis Stockholm och Göteborg. Det kan även vara att man inte vill åstadkomma en grundvattensänkning som kan medföra att brunnar längs tunneln sinar. Orsaken kan även vara att den verksamhet som skall bedrivas inte tål stora vattenmängder, exempelvis tunnlar för tele- och elledningar.

Vattenuttag genom en tunnel fungerar i princip på samma sätt som vattenuttag genom en brunn, i båda fallen åstadkoms en avsänkning av grundvattnet runt uttaget, en sänktratt. Avsänkningen ökar med uttaget, ju mer vatten som tas ut desto större område påverkas och grundvattenströmningen riktas in mot uttagspunkten. Detta illustreras i Figur 2 för en brunn och i Figur 3 för en tunnel.



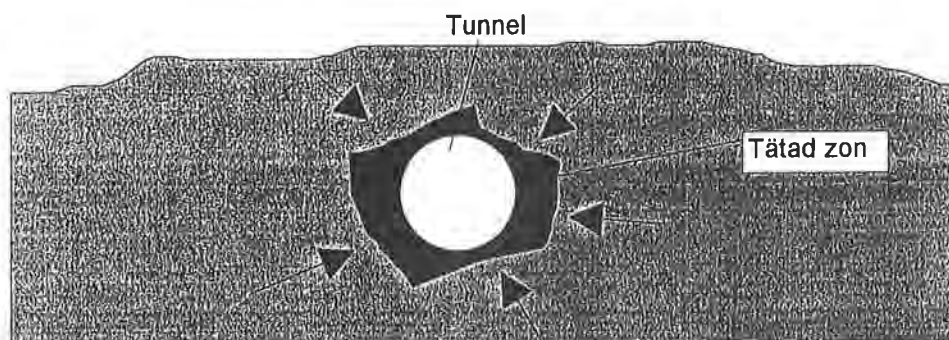
Figur 2. Grundvattenströmning in mot en brunn.
Flow of groundwater into a well.



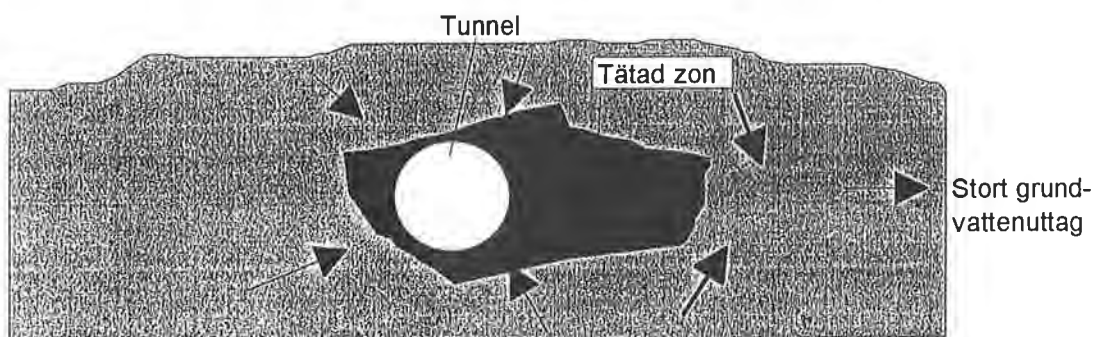
Figur 3. Grundvattenströmning in i en tunnel.
Flow of groundwater into a tunnel.

Vid injekteringsarbete i bergtunnlar under grundvattenytan kommer tunneln att vara omgiven av grundvatten vilket söker sig in mot tunneln som utgör ett trycksänke, dvs trycket i tunneln är lägre än i omgivande berg, illustrerat i Figur 4. Detta gäller i de flesta fall eftersom injekteringen sällan tätar tunneln till 100%. Det är först vid en fullständigt tät tunnel som grundvattenströmningen i tunnelns närområde inte riktas in mot tunneln.

Vid andra tryckförhållande, orsakade av exempelvis en mycket hög täthet hos injekteringsskärmen, stora vattenuttag i närliggande brunnar eller förekomsten av geologiska defekter (sprickzoner) som kortsluter tunnelns omgivning med andra trycksänken, kan en grundvattenström förekomma bort från tunneln, se Figur 5.



Figur 4. Normal tryckfördelning kring tunnlar leder till att omgivande vatten leds in i tunneln.
Surrounding water will as a consequence of a normal pressure distribution around the tunnel flow into the tunnel.



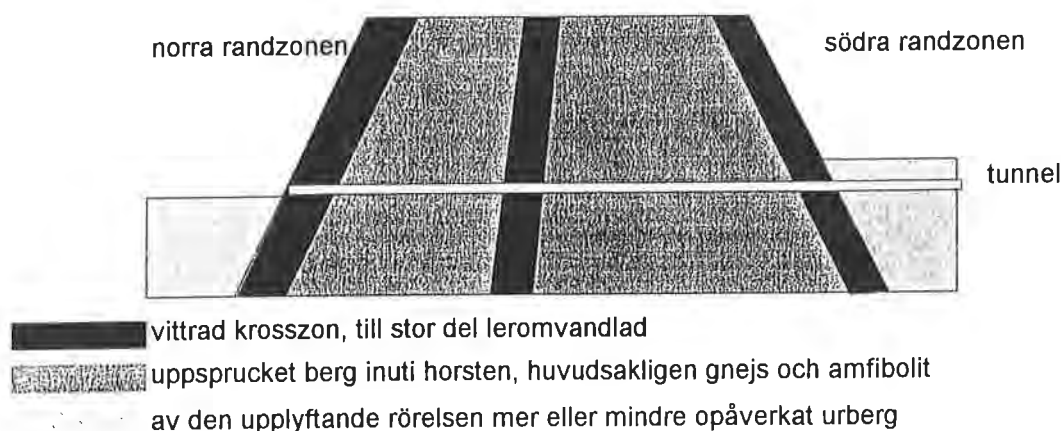
Figur 5. En mycket tät injekteringsskärm, stora vattenuttag i närliggande brunnar eller dränerande zoner kan leda till ett grundvattenflöde bort från tunneln.
An effectively sealed tunnel, large waterflows in adjacent wells or draining zones could result in a ground water flow away from the tunnel.

4.1

Geologisk bakgrund

Hallandsås är en urbergshorst som bildats genom upplyftande rörelser i berget för flera tiotals miljoner år sedan. Rörelserna skedde längs sprickor i berget varvid områdena söder och norr om nuvarande bergås sänktes ner och den mellanliggande "limpan" (horsten) höjdes över omgivningen. I Skåne som ligger i övergångszonen mellan Sveriges urberg i norr och den sedimentära berggrunden längre söderut finns ett flertal urbergshorstar i likhet med Hallandsås.

De tektoniska processerna, rörelserna, har medfört tre allvarliga konsekvenser för bergets beskaffenhet. För det första har hela åsen påverkats kraftigt av de omgivande krafterna och är därmed genomgående betydligt mer sprickrik än ett normalt svenskt urberg, spricktätheten kan bitvis närmast jämföras med sprick- och krosszoner. För det andra har åsens kanter påverkats i ännu större grad och blivit i det närmaste helt sönder-smulade. Tre stycken stora krosszoner kan identifieras; Norra randzonen, Södra randzonen och en mellanliggande zon vid namn Möllebäckszonen. Utöver detta har omfattande vittring av det uppkrossade materialet skett. De två randzonerna (norra och södra) har genomgått en sådan stark vittring och leromvandling att dess vattengenomsläpplighet är mycket låg. Medan huvuddelen av åsen är starkt vattenförande och har hydrauliska egenskaper som kan liknas vid en rullstensås är randzonerna i det närmaste täta.



Figur 6. Schematisk bild av geologin vid Hallandsås.
Schematic picture of the geology at Hallandsås.

4.2 Postglacial påverkan

Under istiden har sedan åsen ytterligare påverkats genom att isen har skulpterat åsen, fört bort bergmaterial från vissa delar och lagt till på andra. Avlagringarna från istiden ser vi idag som morän, samt sand och grusavlagringar.

Sammantaget har de geologiska processerna gett upphov till en berggrund med omväxlande öppna sprickor och sprickor som tätas av lera och andra nedbrytningsprodukter. På bergytan förekommer lösa jordlager som delvis är porösa och vattenförande (sand och grus), och delvis mer täta och mindre vattenförande (morän).

Regnvatten infiltrerar genom jordlagren och bildar grundvatten och i princip fylls alla hålrum med vatten tills dess att en vattennivå ställer in sig där balans råder mellan den mängd vatten som tillförs genom grundvattenbildning och som avrinner genom grundvattenströmningen. Om berget är mer genomsläppligt än jordlagren kan grundvattnet i berget ha en grundvattenyta och grundvattnet i jordlagren ha en annan. I Hallandsås är grundvattenströmningen i berget större än jordlagrens förmåga att släppa igenom vatten till det underliggande berget och man får dubbla grundvattenvåningar, en i berget och en i jordlagren.

Generellt sett gäller för Hallandsås berggrund att den är kraftigt vattenförande vilket kan ses på de höga kapaciteter som man vanligen får i bergborrade brunnar. Förekomsten av lera i berget gör att vissa delar av berget kan vara helt täta och leran fungerar som barriär som avgränsar olika vattenområden inuti berget från varandra. Att berget är kraftigt vattenförande manifesteras även av de stora problem med inläckande vatten som tunneldrivningen har haft från allra första stund. Förekomsten av lera i kombination med öppna, vattenförande sprickor gör det svårt att täta berget.

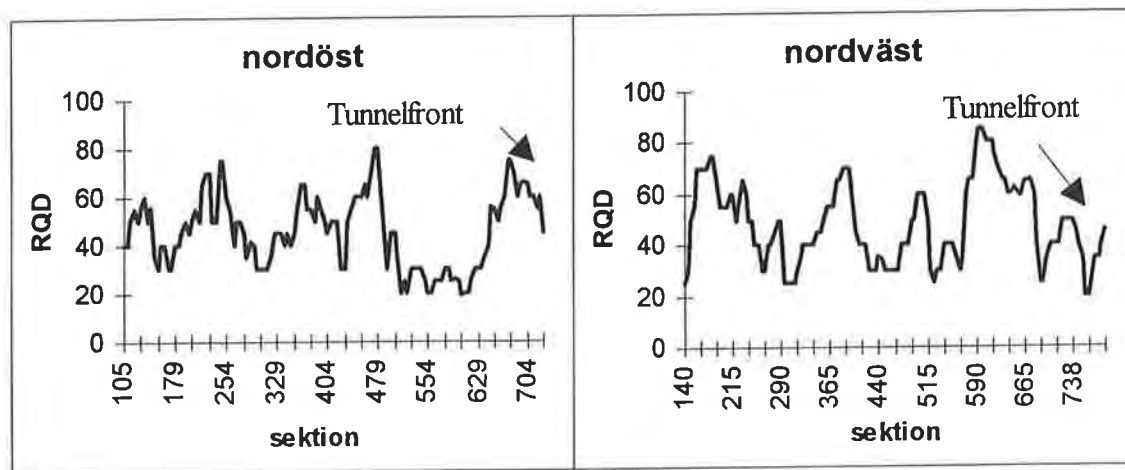
4.3 Spricksystemen i Hallandsås

Den enormt sprickrika och delvis leromvandlade bergsstrukturen i Hallandsås medför att vattenvägarna är komplicerade. Det höga vattentrycket (normalt cirka 10-15 bar) tillsammans med den höga genomsläppligheten skapar en för svenska förhållanden mycket ovanlig situation. För att täta tunneln (nå vattendomens krav, max 10 lit/min för 100 m tunnel) måste i stort sett alla sprickor tätas.

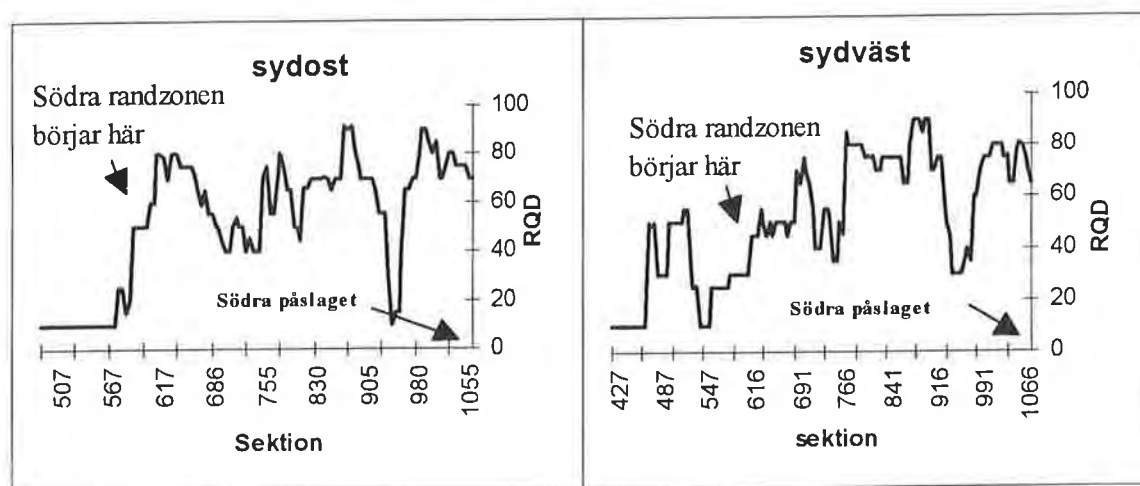
Sprickförhållandena i åsen kan åskådliggöras med hjälp av RQD-värden. I Figur 7 visas karterade RQD-värden för de norra tunnlarna. Medelvärdet för nordöstra tunneln är 45 och för nordvästra 48, dvs väsentligt lägre än vad som är normalt för det svenska urberget.

På södra sidan av åsen passerar tunneln inledningsvis ett parti som egentligen ligger utanför själva horsten. Cirka 800 meter av tunneln innan södra randzonen består av huvud-

sakligen gnejs med en uppsprickningsgrad som påminner om normalt svenskt urberg. Det framgår tydligt att berget utanför randzonen är betydligt mindre uppsprucket, RQD-medelvärdet är för båda tunnelrören 64. Inne i själva randzonen råder mestadels jordlika förhållanden och RQD sätts till 10 (se Figur 8).



Figur 7. RQD för den norra delen av tunnlarna. Medelvärde är för nordvästra 48 och för nordöstra 45.
RQD for the northern part of the tunnels. Average value for northwest is 48 and for northeast 45.



Figur 8. RQD för södra delen av tunnlarna. Medelvärde är innan randzonen 64 för båda tunnelrören. Inne i själva randzonen råder jordlika förhållanden och RQD sätts till 10.
RQD for the southern part of the tunnels. Average value for RQD is outside the Southern Marginal Zone 64. In the marginal zone the rock is more like soil and RQD is 10.

5 INJEKTERING I HALLANDSÅS

5.1 Injekteringscykeln

Tätningen av berget i Hallandsås utförs som kontinuerlig förinjektering. Efter sprängning av salva och driftförstärkning av berget borras fyra sondhål i ett bestämt mönster. Om inte vattenflödet ur sondhålen är <0.04 lit/min, m skall berget injekteras. En injekterings-skärm borras upp och hålen trycks med bruk till minimalt 10 bar över grundvatten-trycket. Efter genomförd injektering borras tre stycken kontrollhål och vattenflödet ur dessa mäts. Om kriteriet <0.04 lit/min, m är uppfyllt påbörjas salvborrning, annars utföres ytterligare injektering till dess flödet är godkänt.

5.2 Utförda injekteringar

Injekteringen vid Hallandsås har hela tiden följt en utvecklingsstrategi som definierades vid uppstarten av projektet. Något förenklat kan de olika utvecklingsstegen indelas i fem faser vilka beskrivs nedan. Det är endast tätningsarbetet på norra sidan som avses i utvecklingsarbetet. På den södra sidan har arbetet följt inarbetade rutiner.

Den injekteringsutrustning som har använts är specialdesignad för projektet och består av:

- behållare för cement och tillsatsmedel eller kembruk
- automatisk doserings- och blandningsanordning
- två kolloidkvarnar, två omrörare, två pumpar samt åtta injekteringsslangar
- datoriserad registrering av injekteringsdata

5.2.1 Fas 1 - Cementbaserade bruk

Under de första veckorna användes de metoder och material som specificerades i bygghandlingarna. Detta innebar 18 stycken 14 meters hål med en vinkling på 10° . Bruk baserat på mikrocement och låga vct (<1.0) användes.

Resultatet var inte tillfredsställande. Trycktiden var för lång och resultatet ej godkänt ens efter tre till fyra injekteringsomgångar. I syfte att förbättra inträngningen hos bruket höjdes vct till 3.0 och ett bättre resultat kunde nås, fortfarande dock ej med godkänt resultat.

5.2.2 Fas 2 - Optimering av injekteringsmetoden

Den här fasen var huvudsakligen inriktad på att optimera injekteringsmetoderna. Ett omfattande program genomarbetades där olika parametrars influens på slutresultatet

studerades. Endast en parameter varierades i taget varför antalet tester blev många. Omfattande analyser visade att följande metod gav det bästa resultatet:

- ökat antal borrhål, upp till 44 stycken per injekteringsskärm
- varierande stickvinkel, 5-20°
- kortare hållängd, 9 m

Erfarenheterna visade att den första omgången var den klart effektivaste vid reducering av inläckande vattenmängd. Normalt reducerades flödet med 90 % efter första omgången, vid ominjekteringen var medelreduktionen endast cirka 50 %. Vidare framkom att en ökning av trycket från 40 till 50 bar endast har en obetydlig inverkan på slutresultatet varför lägre sluttryck valdes. Injekteringarna utfördes succesivt i enlighet med de metoder som visade sig vara optimala. Resultatet förbättrades något men var ännu ej godkänt.

Under denna fas genomfördes en omfattande korrelationsstudie av de geologiska faktorernas inverkan på slutresultatet. Studerade parametrar var:

- RQD
- sprickriktning
- spricklängd
- sprickstruktur
- sprickfyllnad
- bergart
- flöde ur sonderingshål

Studien visade att det inte finns något tydligt samband mellan dessa parametrar och tätningsresultatet. Nästa utvecklingssteg var själva injekteringsmaterialet, beskrivet i fas 3 nedan.

5.2.3 Fas 3 - Optimering av injekteringsmaterialet

Det konstaterades tidigt att ett optimalt cementbaserat injekteringsbruk vid Hallandsås skall ha bra inträngningsförmåga och kort härdtid. Dessa egenskaper påverkas av en rad parametrar som t.ex. kornstorlek, kornfördelning, kemisk sammansättning, tillsatsmedel och vattenkvalitet. Ett stort antal laboratorie- och fältförsök genomfördes i första hand för att finna ett material med maximal penetrationsförmåga. Ett flertal faktorer framkom som förbättrade injekteringsresultatet:

- högt vct (>2.0)
- 10-30% av cementet ersätts med silikastoff
- flytmedel (optimalt 2%)
- mikrocement
- effektiv dispergering och kort tid mellan blandning och pumpning

Begränsningen i inträngningsförmåga hos cementbruk beror till stor del av uppbyggnaden av så kallade filterkakor vid tryckning av bruk genom trånga passager. Omfattande laboratorieförsök har visat att detta fenomen har mycket stor inverkan på brukets prestanda. Utvecklingsarbetet med produkten cement och dess tillsatsmedel pågår och kommer förhoppningsvis kunna ge mer lyckade cementinjekteringar framöver.

5.2.4 Fas 4 - Vattenglasbaserade kembruk

Svårigheten att uppnå ett fullgott resultat med cementbruk medförde en övergång till försök med vattenglasbaserade kembruk. Såväl rena vattenglasbaserade medel som kombinationer av cement/vattenglas i olika blandningsförhållanden användes. Resultatet var en framgång täthetsmässigt, för första gången kunde täthetskraven uppnås med marginal. Problemet med beständigheten hos vattenglas medförde dock att dessa injekteringsmedel inte kunde godkännas som permanent tätning. Parallellt med tätningsarbetet med kemiska medel utökades tunnels tvärsektion till cirka 80 m² i syfte att möjliggöra lining i ett senare skede. Även södra sidan har sedan början på 1997 använt sig av denna större sektion.

Ett möjligt alternativ var nu att driva tunneln med cementinjektering eller vattenglasbaserade kembruk och acceptera det stora inläckaget alternativt den osäkra beständigheten. En efterföljande vattentät betonglining skulle kunna säkerställa att tunneln blir tätad permanent. Optimeringsarbetet fortskred emellertid med syftet att finna ett beständigt kembruk som alternativ till den mycket dyra betongliningen.

5.2.5 Fas 5 - Alternativa kembruk

Tre olika akrylamidbaserade kemiska produkter provades; Rascoflex, Meyco och Rhoca-Gil. Tvåkomponentsmedlet Rhoca-Gil hade de bästa egenskaperna och en storskalig testinjektering påbörjades. Hundra meter av de norra tunnlarna samt vissa delar vid södra och mellersta påslaget. Det uppnådda täthetsresultatet var mycket bra, normalt var alla kontrollhål helt torra.

Omfattande testinjektering utfördes med Rhoca-Gil, ett franskt injekteringsmedel som tillverkas av Rhone-Poulenc. Totalt pumpades 1400 ton färdigblandat bruk in i berget. Produkten är ett kemiskt injekteringsmedel där vissa av de ingående beståndsdelarna (monomererna) är giftiga. Efter blandning och härdning bildas en silikonliknande polymer som i sig är stabil och ej giftig. De eventuella resthalter av monomerer som förekommer har kvar sin giftighet. Enligt uppgifter från tillverkaren uppgår resthalten till 0,06%.

Testinjekteringen med Rhoca-Gil påbörjades i augusti månad 1997 och avbröts den 30 september när det visade sig att dränagevattnet från tunnlarna innehöll höga halter av de giftiga beståndsdelarna Akrylamid och N-metylolakrylamid.

Efter rapporterna om läckage av injekteringsmedel genomfördes ett provtagningsprogram avseende yt- och grundvatten. Första fasen av programmet utarbetades i samråd mellan Båstads Kommun, Banverket och respektive organisations tekniske rådgivare (Sveriges Geologiska Undersökning och Golder Associates AB). Brunnsinventering inklusive inmätning/avvägning av brunnar längs Vadbäcken genomförs av SGU. Provtagning enligt det fastställda programmet utfördes av Golder, vilka även ombesörjde att analys utfördes av de tagna vattenproverna med avseende på Akrylamid (AA) och N-metylolakrylamid (NMAA). Samtidigt med den inledande vattenprovtagningen genomfördes en hydrogeologisk analys avseende riskerna med läckage av AA och NMAA från tunnlarna. Resultatet av denna analys visade att:

- De hydrauliska förhållandena kring en bergtunnel under grundvattnet medför att det injekteringsmedel som pressas ut i bergmassan kommer att sippra tillbaks in i tunneln och där ledas bort med övrigt inläckande grundvatten.
- Utsläpp av ej polymeriserat injekteringsmedel kommer därför främst att ske genom det bortförda läckvattnet och en förorening av grundvattnet kan ske där förorenat vatten kan återinfiltrera.
- Riskerna för direkttransport från injekteringsområdena ut till omgivningen bedömdes som ringa på grund av de rådande tryckförhållandena.

Hittillsvarande analysresultat från vattenprovtagningen indikerar även att dessa resultat äger sin riktighet. En lokal påverkan av grundvattnet inom området kring mellanpåslaget samt längs den bäck där dränagevattnet avbördades finns dokumenterad. Halterna har dock avklingat efter det att injekteringsarbetet avbröts.

Ett omfattande karteringsprogram påbörjades i november 1997. Detta skall genom hammarborrning och kärnborrning klarlägga var i tunnelns omgivning som opolymeriserade produkter kan återfinnas. När karteringen är klar kommer saneringsarbeten att vidta.

Tätningen av berget i Hallandsås har visat sig vara mycket svår på grund av den komplicerade sprickstrukturen tillsammans med en omfattande vittring. Utförda injekteringar och analyser visar att cementinjektering är otillräckligt för att uppnå ställda krav i vattendom. Med kemiska tätningsmedel uppnås ett betydligt bättre resultat, flödet ur kontrollhål har normalt reducerats till noll.

Inga tydliga samband har kunnat uttydas mellan geologiska parametrar och injekteringsresultatet. De framgångsrika injekteringsinsatserna i tunnelavsnitten utanför den södra randzonen beror på att denna bergmassa har en lägre sprickfrekvens och egenskaper som mer motsvarar "normala" svenska förhållanden. Man kan genom att studera sprickparametern RQD till viss del förklara varför skillnaden i svårighetsgrad är så stor mellan randzonerna, åsens inre delar samt den opåverkade delen söder om åsen. Vattendomens krav tillsammans med den höga genomsläppligheten i åsens centrala delar, det höga vattentrycket (upp till 15 bar) och de svåra injekteringsförhållandena har resulterat i en mycket svårlöst kombination.

Den sammantagna geologiska och hydrogeologiska bilden av Hallandsås är det närmaste en förklaring av injekteringsproblematiken som står att finna. Problemet har upprepade gånger visat sig vara mycket komplext och det finns inga enkla lösningar. Det kan konstateras att det berg genom vilket tunneln har drivits på norra sidan inte kan tätas rationellt med cement till vattendomens krav med dagens metoder och material. Ett flertal mycket intressanta utvecklingsmöjligheter föreligger men några revolutionerande förbättringar som helt löser filterkaksproblematiken lär vi troligen inte se inom de närmaste åren.

Följande slutsatser kan dras beträffande injekteringen med Rhoca-Gil:

- De hydrauliska förhållandena kring en bergtunnel under grundvattnet medför att det injekteringsmedel som pressas ut i bergmassan kommer att sippra tillbaks in i tunneln och där ledas bort med övrigt inläckande grundvatten.
- Utsläpp av ej härdat injekteringsmedel kommer därför främst att ske genom det bortförda läckvattnet och en förorening av grundvattnet kan ske där förorenat vatten kan återinfiltrera.
- Risken för fria monomerer lösta i vatten ökar vid injektering i kraftigt vattenförande berg där risk för utspädning kan förväntas.

SUMMARY

An extensive build up of the Swedish west coast railway is presently undertaken. The new railway will pass through the topographically conspicuous Hallandsås ridge in two new 8,6 km long tunnels. The ridge is a gneissic horst formed as a result of a major vertical uplift, 70-100 million years ago. This uplift created a lot of joints and severe crushing and weathering took part especially along the edges of the horst.

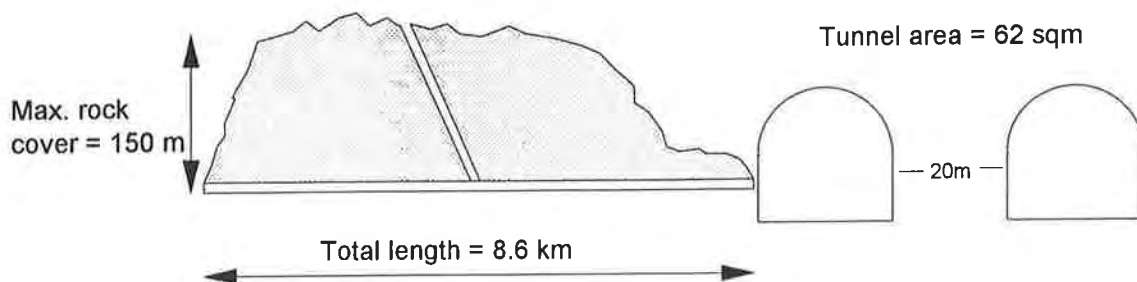


Figure S1. Keydata to the project Tunnels through Hallandsås.

The pre-grouting works have been difficult due to the high demands on maximum water inflow to the tunnels and the complex geological and hydrogeological conditions found within the horst. High demands on water ingress are introduced in order to reduce lowering of the ground water table. Analyses of geological properties show a significant difference in the rock mass composition on the northern and southern side. This is mainly due to the fact that the southern tunnels excavated so far actually not yet have entered the horst formation. On the south side of the ridge, the geometric picture of the water bearing joints are much more simple as shown in Figure 1 above. As a consequence the routes of water are very distinctive and easy to seal.

The pre-grouting work performed at the southern side has been very successful using conventional cement based groutmixes with low w/c ratio (< 1.0). The same concept could not be used on the northern side and although a large number of materials and methods have been investigated, cementgrouting have not fulfilled the demands. Therefore different chemical grouts were tested. An acrylicamide-based product named Rhoca-Gil showed to be very efficient reducing the water ingress to the tunnels. Toxical unpolymerised monomers were however found in the water leaking out from the tunnels and an extensive sanitation are to be performed.

SHUTTLE STATION 2, ARLANDABANAN - BERGPROJEKTERING OCH UPPFÖLJNING

Shuttle Station 2, Arlanda Fast Link - design and control

Yanting Chang, Vattenfall Hydropower

Karin Hellstadius, Vattenfall Hydropower

1 INLEDNING

Arlandabanan är en snabbjärnvägsförbindelse mellan Stockholms Central och Arlanda flygplats. Projektet är Sveriges första större BOT-projekt (Build, Operate and Transfer) med i huvudsak privat finansiering. Bergarbeten under jord omfattar totalt 800.000 m³ bergschakt, fördelat på enkelspårs-, dubbelspårs- och stationstunnlar samt 11 hiss- och rulltrappsschakt.

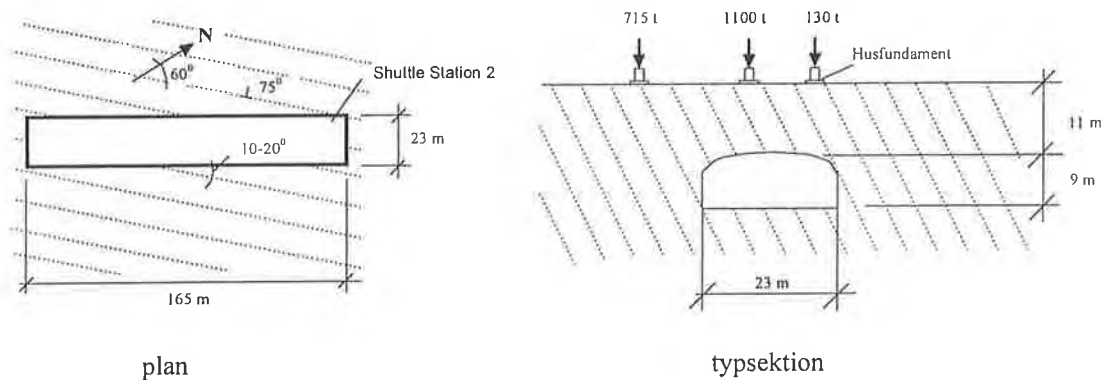
Dessa berggrum och tunnlar ligger inom området av Arlanda flygplats, som är tungt belastad med inrikes- och utrikesflygtrafik. De befintliga ovanliggande byggnader och ogynnsamma geologiska förhållanden bidrog till en ökad svårighetsgrad för projektet. Dessutom är projektet unikt i Sverige med avseende på att bergprojekteringen utfördes parallellt med bergproduktionen, s k "design as you go".

Allt detta medförde en stor utmaning för såväl bergprojekteringen som för utförandet av bergarbeten samt ställer höga tekniska och tidsmässiga krav på projektering, bergguttag, uppföljning och kontroll.

För bergprojekteringen har en arbetsform som kallas "interaktiv projektering" utvecklats under projektets gång. Detta föredrag ska redovisa principer av interaktiv projektering, med snabbtågstationen belägen under utrikesterminalen, den s k Shuttle Station 2, som ett exempel.

2 SHUTTLE STATION 2

Under Arlanda flygplats byggdes tre bergförlagda tågstationer. Två stationer utformades för snabbtåg mellan Stockholms Central och Arlanda, s k Shuttle Stationer, och en station för stambanan, Intercity Stationen. Shuttle Station 2 anläggs direkt under den befintliga utrikesterminalen, Terminal 5. Stationen är 165 m lång med en spännvidd om 23 m. På bergytan ovanför stationen finns pelarsulor för Terminal 5 med statiska laster på upp till 11 000 kN. Stationens hiss- och rulltrappsschakt är belägna med endast ett par meters bergtäckning och i omedelbar närhet till pelarfundament. Flera olika förslag för placering av hiss- och rulltrappsschakt förelåg. Slutlig utformning för hiss- och rulltrappsschakt fastställdes i ett sent skede.



Figur 1: Rådande geologi och ovanliggande laster vid Shuttle Station 2.
Geology and loads on rock surface for Shuttle Station 2.

Bergtäckningen ovanför stationen är mellan 8-13 m och bergarter är glimmerskiffer och glimmergnejs. Bergkvaliteten varierar från dåligt till bra berg, vilket motsvarar $Q = 1-10$. Glimmerskiffern har lokalt dålig sammanhållning i skiktytorna och detta kan tillsammans med sprick- och krosszoner medföra att berget delas upp i större eller mindre block eller kilar med dålig sammanhållning, något som kan orsaka större eller mindre bergutfall vid berguttag och sprängning. Bergmassans egenskaper uppskattas med hjälp av bergklassifieringssystem Q och RMR enligt följande:

Bergspänningsmätningar tyder på en relativt hög horisontalspänningsnivå på ca 4 MPa, vilket är gynnsamt för stationens byggande. Men mätningen tyder också på att det finns en avlastningszon, i ett område ca 0- 10 m närmast bergytan, vilket är ogynnsamt för stabiliteten.

Tabell 1: Uppskattade bergmassans egenskaper

E-modul ($E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$)	E = 7 GPa - 50 GPa	RMR = 45 -80
Friktionsvinkel hos förskiftningsplan	$\phi = 25^\circ$	Ja = 2
Kohesion hos förskiftningsplan	c = 0.25 MPa	RMR = 45
Egenskaper hos ev svaghetszon	E = 2.5 GPa $\phi = 20^\circ$ c = 0.20 MPa	RMR = 25 Ja = 1

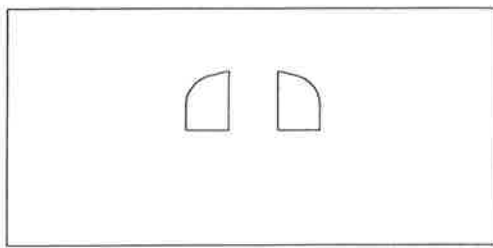
3 UTTAGSSEKVENSER OCH PROJEKTERINGSGÅNG

Byggnad av Shuttle Station 2 har en hög svårighetsgrad, beroende på ovanliggande känsliga byggnationer, stora ytlaster, liten bergtäckning och relativt dåligt berg. Skador på ovanförliggande Terminal 5 bedömdes kunna leda till allvarliga konsekvenser, vilket har varit en styrande faktor för bergarbeten och bergprojekteringen. En av huvudorsakerna till en eventuell skada är en ojämn sättning i bergytan.

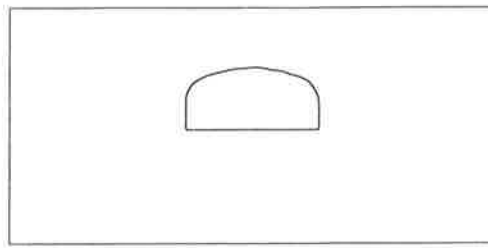
Med motivet att minimera risk för tredje man, driva tunnlar under kontrollerade förhållanden samt installera en anpassad bergförstärkning föreslogs att stationen togs ut etappvis, se figur 2, enligt följande:

- drivning av två sidopilottunnlar genom hela stationen med löpande bergkartering och deformationsmätning
- beslut om uttagsordning för mellanpelaren och hiss- och rulltrappsschakt, efter utvärdering av resultat från deformationsmätning och geokartering

Fördelar med metoden är att genom bergkartering i sidopiloterna, som är betydligt mindre än stationen själv i storlek, ges genomgripande information om bergmassan. Analyser av uppmätta deformationer bidrar till bättre uppskattning av bergmassans egenskaper. Allt detta ger ett konkret underlag för beslut om bergförstärkningsinsatser och uttagsordning för mellanpelaren och hiss- och rulltrappsschakt.



(a) Drivning av sidopiloter



(b) Brytning av mellanpelaren

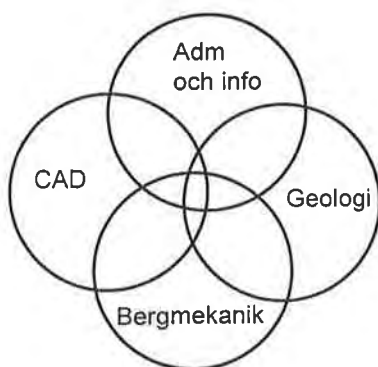
*Figur 2: Uttagssekvenser för Shuttle Station 2.
Excavation sequences for Shuttle Station 2.*

3.1 Interaktiv Projektering

Byggandet av Arlandabanas underjordsstationer är komplicerad och kräver därför en säker och effektiv arbetsform. Interaktiv projektering är en anpassad arbetsform som lägger stor vikt på:

- en flexibel, uthållig och kompetent hos projektörs organisation
- kommunikation med entreprenören
- tydlig ansvarsfördelning mellan parterna

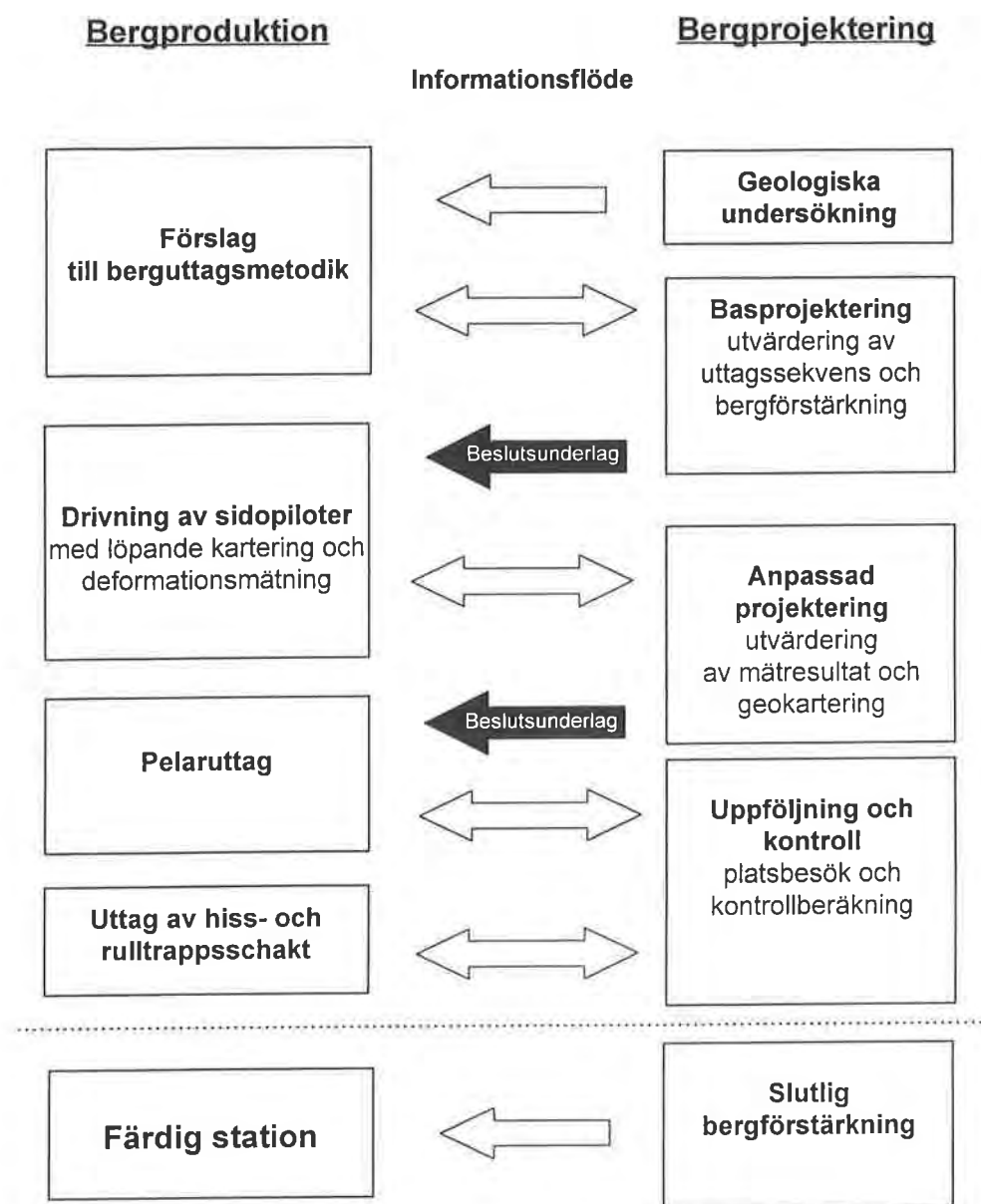
I ett BOT-projekt av typ Arlandabanan pågår många aktiviteter och arbeten parallellt. Projektörens organisation måste ha kapacitet för att kunna hantera omfattande informationsflöde och oväntade förhållanden som uppkommer kontinuerligt. Flexibilitet hos projektören genom nära samarbete mellan medarbetare krävs i sådan dynamisk projektmiljö. Varje medarbetare inom projektorganisation har sina ansvarsområden och roller. Men gränsen mellan rollerna överlappar varandra, se figur 3. På det viset skapas en utvecklande och lärande arbetsmiljö, som i sin tur bidrar till flexibilitet och uthållighet. En annan fördel med detta är att nödvändiga kompetenser alltid är tillgängliga så att en nödsituation ska kunna hanteras på ett effektivt sätt.



*Figur 3: Överlappande rollfördelning inom projektörens organisation.
Overlapping of functions in design organisation.*

Kommunikationen mellan entreprenören och projektören spelar även en större roll i ett BOT-projekt. För Arlandabanan har väl fungerande kommunikationsrutiner arbetats fram genom samarbete mellan entreprenören och projektören. Vid framtagande av lösningar har t ex en samordning gjorts löpande med entreprenören, så att handlingar kunnat framtas, granskas och implementeras på ett tidbesparande sätt. För varje salva utfördes geokartering av skiftsgående geologer. Bergproduktion har veckovis följt upp bl a deformationer, sprickkartering, borrhjullning och injektering. Projekteringssidan har med detta underlag samt platsbesök veckovis gjort kontrollberäkningar vilka resulterat i val av förstärkningsklass. Vid en ej förväntad situation, t ex en uppmätt deformation övertiger larmnivå, har projektören kontaktats, som i sin tur utför omgående utvärdering och eventuella åtgärder lämnas till bergproduktion. Användning av ny IT-teknik skapar ytterligare effektivare kommunikationsvägar.

En tydlig ansvarsfördelning mellan parterna är en viktig förutsättning för att rätt saker utförs vid rätt tidpunkt och underviker dubbelarbete. Detta har bidragit till snabba och effektiva besluts- och kommunikationsvägar.



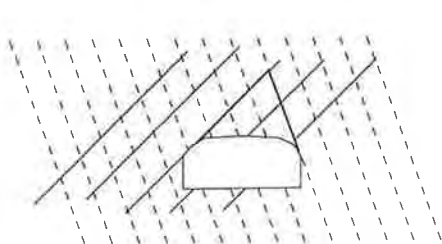
Figur 4: Bergproduktions- och projekteringsschema med informationsflöde.
Flowchart of rock excavation and design together with information flow.

I tillägg till denna projektering och uppföljning har i GK3 områden skett granskning av handlingar av en oberoende expertgrupp. Expertgruppen har veckovis gått igenom entreprenörens mätdata samt projektörens handlingar kombinerat med platsbesök. Expertgruppen har eventuellt efter vissa justeringar godkänt veckovis framtagna handlingar.

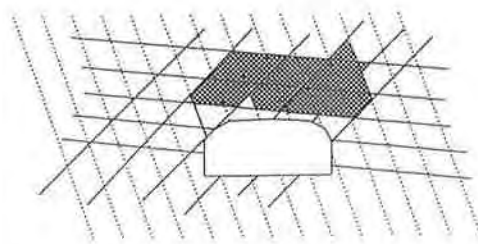
4 BASPROJEKTERING

Basprojektering, projektering baserad på förundersökningsresultat, utfördes i ett tidigt skede i projektet för att ta fram underlag för beslut om uttagsmetod och basförstärkning. Utredningar gjordes för uppskattning av förväntade deformationer vid olika berguttagsmetoder och nödvändig bergförstärkning. Hänsyn har också tagits till utförande av bergarbeten och tryggheten hos fastighetsägaren Luftfartsverket. Under arbetets gång pågick intensiv kommunikation mellan projektören, entreprenören och fastighetsägaren.

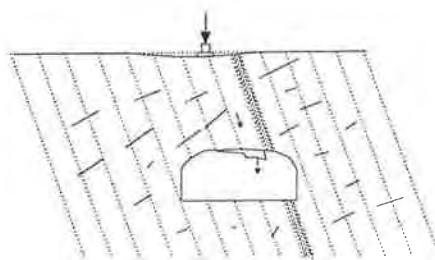
Geologiskt underlag tas fram såsom geologiska karteringar, materialtester samt geomätningar. En grundprincip för bergförstärkning var att bergmassan betraktas tillsammans med bergförstärkningen som bärande huvudsystem och en sammanhållen enhet. Basnivåen på förstärkningsmängder hade i första skedet bestämts utifrån Bartons Q-index för olika bergkvaliteter kompletterat med förstärkning avseende potentiella blockutfall bedömda med hjälp av karteringar av bergytor inom Arlandaområdet. Kontrollberäkningar av kilstabilitet utfördes för att säkerställa bergförstärkningens funktioner. Vidare utfördes analyser med avseende på förväntade deformationer och möjliga brottmekanismer, se figur 5.



Fall 1: utfall av stora bergblock eller kil



Fall 2: möjliga bergutfall/ras av mindre bergblock



Fall 3: stor deformation och utfall pga svaghetszon

Figur 5: *Brottfall av olika mekanismer*
Different failure mechanism

Utifrån dessa utredningar bedömdes att den föreslagna uttagsmetoden med två sidopiloter följt av pellaravverkning var den optimala metoden med avseende på sättningsnivå i bergytan, flexibilitet av bergarbeten och möjlighet att hantera ogynnsamma förhållanden.

Baserat på utförda analyser framtogs deformationsprognoser och larmnivåer. Ett omfattande mätprogram för deformationsövervakning upprättades med syftet till:

- att uttagssekvenser och tidigt applicerad förstärkningsmängd utformats på ett sådant sätt att ovanförliggande byggnader inte skadas av sättningar
- att verifiera bergmassans antagna egenskaper med uppmätta deformationer. Detta ska användas som underlag för pellaruttag och slutlig bergförstärkning
- att kontrollera att anläggningen är stabil

Deformationsmätningar består av precisionsavvägning, optisk konvergensmätning och extensometermätning. För att kunna hantera oväntade händelser, t ex deformationer som överstiger larmnivå, fastställdes olika rutiner och informationsvägar.

5 ANPASSAD PROJEKTERING

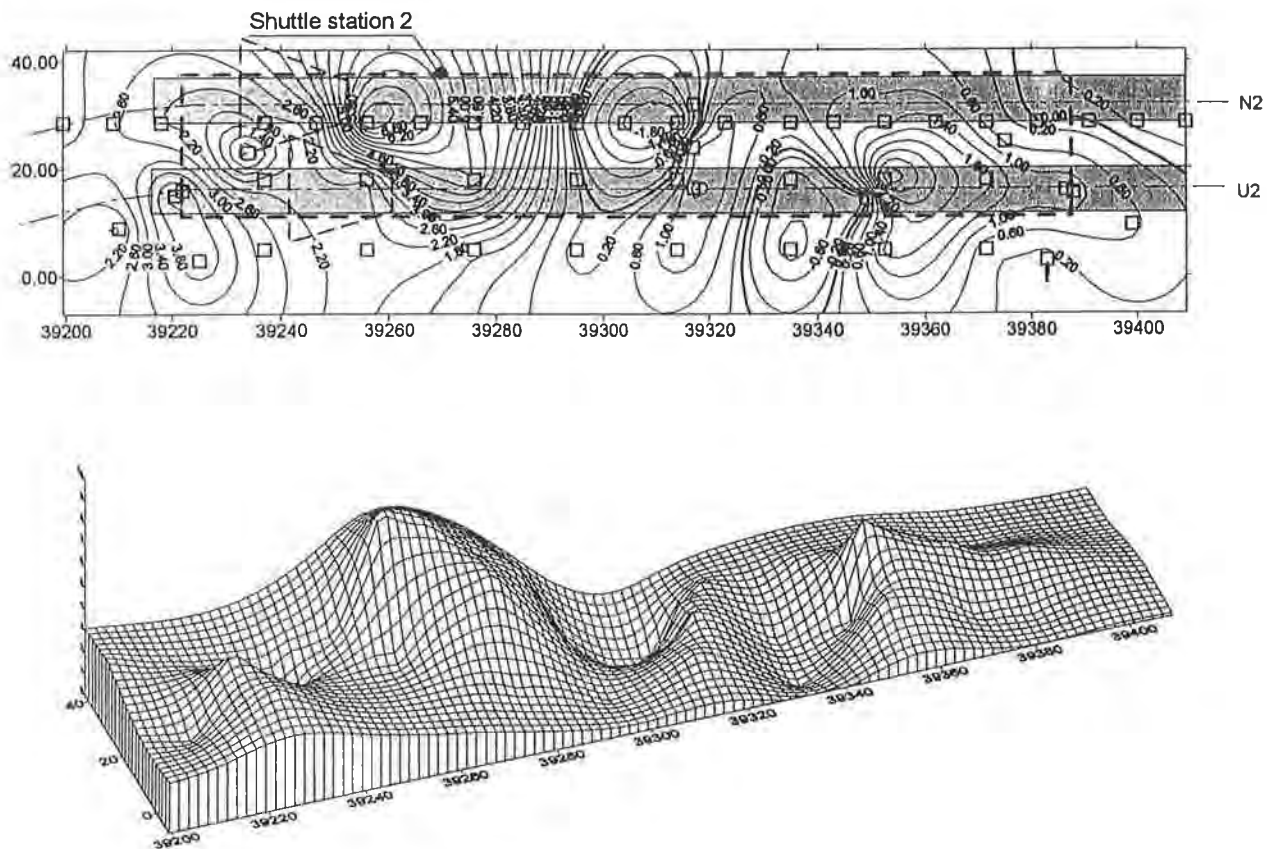
Den 1996-12-12 hade pilottunnlarna passerat hela stationsområdet. Omfattande deformationsmätningar utfördes kontinuerligt under drivning av sidopiloterna. Inom stationsområdet finns det totalt 5 st extensometrar, 6 mätsektioner för konvergensmätning och 53 mätpunkter (inklusive extensometermät huvuden) för precisionsavvägning.

Samtliga mätresultat visar ett stabilt förhållande. Figur 6 visar bergöverytans uppmätta deformationer vid uttag av pilottunnlarna. Mätpunkter i bergöverytan visar den största hävningen på 7.6 mm och den största sättningen på 1.9 mm. Hävningen kan tyda på relativt hög horisontalspänning i berget där en omlagring av spänningar sker vid uttag av piloterna. En hävning i samband med drivning av piloterna kan vara fördelaktigt, eftersom detta kan neutralisera eventuell sättningen vid kommande pellaravverkningen. Mätpunkter i bergmassan med extensometrar i stationens mittdel visar en relativt stor rörelse på 3.2 mm. Detta kan tyda på en glidning i berget längs en svaghetsplan som påträffades i piloterna.

En huvudfråga som ska besvaras i anpassad projektering är att om stödjande mellanpelaren krävs för uttag av hiss- och rulltrappsschakt. Avverkning av mellanpelaren före uttag av hiss- och rulltrappsschakt önskas av bergproduktion för att

detta medför större utrymme för bergproduktion och är därmed tidsbeparande. Följande frågor ska också beaktas:

- anpassade bergförstärkningsinsatser efter rådande förhållanden
- förväntade deformationer vid pelaravverkning och schaktuttag



Figur 6: Uppmätta deformationer i bergytan under utrikeshallen efter uttag av sidopiloterna. Deformationer angivna i mm.
 Measured deformations of rock surface under the international terminal after excavation of pilot-tunnels. Deformation in mm

En bergmekanisk utredning utförs genom att analysera uppmätta deformationer under drivning av pilottunnlarna, utvärdering av bergkartering och bergmekaniska beräkningar. Utredningen anger följande slutsatser:

- Berget inom Shuttle Station 2 området har en tillräcklig bärförmåga så att mellanpelaren kan avverkas före uttag av hiss- och rulltrappsschakt, under förutsättning att berggrummet behåller sin teoretiska form och att stora utfall ej inträffar
- Förväntad deformationer vid såväl pelaravverkning som uttag av hiss- och rulltrappsschakt är måttlig och under tillåten nivå
- Geologisk kartering visar några svaghetszoner som är ogynnsamma för stationens stabilitet. En erforderlig kompletterande bergförstärkning framtogs i anslutning till dessa zoner

6 UPPFÖLJNING

Uppföljning och kontroll är en viktig del av hela projekteringsarbetet. För att klara säkerhetskravet har veckovis uppföljning och kontroll gjorts under hela projektet. Tidpressen är stor p.g.a. att bergproduktion sker vid flera fronter. Projektören måste vid varje tidpunkt ha beredskap med en flexibel och kompetent personal för att vid varje tillfälle kunna utföra platsbesök, utvärdering och ta fram nya handlingar. Nödvändiga arbetsverktyg som består av t ex kommersiella och egna beräkningsprogram har tagits fram och utvecklats. Ny IT-teknik utnyttjas för att nå en snabb distribution av underlag i digital form, som bidrar till att höja effektiviteten. En arbetsform ”interaktiv uppföljning” som redovisas i tabell 2 har utvecklats för att möta dessa krav.

Tabell 2: Arbetsform vid interaktiv uppföljning

Aktivitet	Innehåll	Ansvarig	Tid
Veckorapport	Veckovis uppföljning av deformationer och geologi	Entreprenör	Onsdag
Platsbesök	Verifiering av veckorapport samt avstämning av senaste uppgifter	Ent+Proj	Onsdag
Bygghandling	Analysera information map storstabilitet och blockstabilitet. PM och ritningar på bergförstärkning tas fram	Projektör	Torsdag och fredag
Expertgruppsmöte	Expertgruppen godkänner framtagna handlingar efter att ha tagit del av underlag kombinerat med platsbesök	Ent+Proj+Ref	Måndag

Produktion berg har huvudsakligen veckovis gjort uppföljning av följande i en veckorapport:

- rörelser i tunnelkontur, i bergmassan, i bergöverytan och i terminalens betongfundament
- geologi, sprickkartering
- injekteringsmängder och injekteringstryck
- borrsjunkning

Vid projektörens platsbesök har entreprenörens uppföljningsrapport överlämnats. En första tolkning av mätresultat och geologi stämms av mellan entreprenörens geolog och projektör på plats. En rekommendation om förstärkning presenteras av projektör muntligt och skriftligt till platschef.

Projektören bearbetar information från veckorapport och platsbesök genom att uppmätta rörelser jämförs med förväntade deformationer, uppmätta rörelser ställs i relation till berguttag/frontläge, geologi och horisontalspänningar samt att geologiska strukturer analyseras map storstabilitet och potentiella bergblock. Efter kontrollberäkningar tas bygghandlingar fram som består av följande:

1. PM som beskriver förhållandena, rekommenderad förstärkning, eventuellt restriktioner i berguttag och ev krav på ytterligare kontroll av känsliga partier.
2. Byggritning som visar val av bergförstärkning och eventuellt specialförstärkning.

Handlingarna granskas internt hos projektören och distribueras därefter till entreprenören och expertgruppen (GK3 -granskning). Projektörens arbetsgång framgår av tabell 3.

Tabell 3: Arbetsmoment och arbetsbeskrivning

Arbetsmoment	Arbetsbeskrivning
MOTTAG AV UNDERLAG onsdag	• Veckorapport som innehåller bl a deformationsmätning, geokartering, installerad förstärkning och stuffläge • platsbesök • Digital kartering
ANALYS torsdag	• utvärdering av deformationer • utvärdering av kartering • utvärdering av installerad förstärkning • ev utvärdering av injektering • ev utvärdering av bergspänningsmätningar och bergspänningsomlagring • ev utvärdering från erfarenheter inom projektet såsom från angränsande tunnlar, ytkartering mm
KONTROLL torsdag	• kontroll av kilstabilitet analytiskt eller mha Unwedge • ev kontroll av storstabilitet mha FLAC • val av förstärkning
BYGGHANDLING fredag	• PM samt byggritning med digital geokartering • granskning av handlingar

Nästföljande arbetsdag äger ett expertgruppsmöte rum. Entreprenören och projektören föredrar mätresultat, tekniskt underlag och framtagna handlingar för expertgruppen. Mötet kombineras med ett platsbesök. Expertgruppen godkänner efter eventuella justeringar framtagna handlingar. Slutlig permanent bergförstärkning i Shuttle Station 2 sammanfattas i tabell 4. Deformationsmätningar har visat ett stabilt förhållande.

En uthållighet och flexibilitet har krävts hos alla parterna för att kunna upprätthålla och genomföra uppföljningen kontinuerligt under lång tid (hela uppföljningsarbetet för Arlandabanan tog ett år). För Shuttle Station 2 har denna arbetsform tillämpats vid uttag av piloter, mellanpelare samt hiss- och rulltrappsschakt

Tabell 4: Slutlig permanent bergförstärkning i Shuttle Station 2

Bult Ø25 Ks 500 ST	Sprutbetongtjocklek K40	Plats
L = 5 m c/c = 1.7 m	t = 100 mm fiberarmerad	Vid normala förhållanden
L = 5 m c/c = 1.5 m	t = 150 - 200 mm fiberarmerad	I närheten av stigschakt och svaghetsområde

7 SLUTSATS

En arbetsform, interaktiv projektering, har utvecklats för projekt Arlandabanan för att klara säkerhets- och tidskrav vid komplicerade bergarbeten. Interaktiv projektering ställer höga krav på projektörens organisation med avseende på kompetens, flexibilitet och kommunikation. Interaktiv projektering ger en effektiv projektering, uppföljning och kontroll. Interaktiv projektering ger möjlighet att kontrollera att anläggningen klarar uppställda krav.

Resultat från bergprojektering och uppföljning vid projekt Arlandabanan visar att denna arbetsform och metodik ger en trygghet för tredje man, drivning av tunnlar under kontrollerade förhållanden samt en anpassad bergförstärkning.

8 SLUTORD

Synpunkter på manuskriptet har lämnats av Martin Forhaug, driftchef hos Banbrytarna, och Per-Erik Söder Vattenfall Hydropower.

9 SAMMANFATTNING

Arlandabanan är en snabbjärnvägsförbindelse mellan Stockholms Central och Arlanda flygplats. De bergförlagda stationerna har en bergtäckning på ca 10-13 m, som är mindre än halva stationens spännvidd. Berggrunden består av glimmerskiffer som ytligt är uppsprucken och söndervittrad. Shuttle Station 2 anläggs direkt under utrikesterminalen som är grundlagd på pelarsulor med statiska laster på upp till 11000 kN.

Vid bergprojektering som innehåller stor svårighetsgrad såsom ogynnsam geologi, ogynnsamt bergrumsläge samt stora överliggande laster har en arbetsform, en interaktiv projektering, tillämpats. Interaktiv projektering betonar följande:

- en flexibel, uthållig och kompetent organisation
- kommunikation med entreprenör
- tydlig ansvarsfördelning mellan parterna

Resultat från bergprojektering och uppföljning vid projekt Arlandabanan visar att denna arbetsform och metodik ger en trygghet för tredje man, drivning av tunnlar under kontrollerade förhållanden samt en anpassad bergförstärkning. Efter projektet avslutats finns möjlighet att kontrollera att anläggningen klarar uppställda krav.

10 SUMMARY

The Arlandabanan project is a fast train link between Stockholm Centre and the Arlanda Airport. This project is the first BOT (build, operate and transfer) project in Sweden. The design of rock support has been carried out in parallel with rock excavation. The overburden of the underground stations is about 10-13 m and is less than the half of the width of the stations. The rock mass consists mainly of micaceous schist, which is heavily jointed and weathered. The Shuttle Station 2 is located directly under the International Terminal Building, which is grounded on the rock surface with up to 11 000 kN loads.

The design of the underground stations has great difficulties, concerning the unfavourable geological conditions, low overburden and high loads on the rock surface. In addition, the time pressure was high because of the design and excavation were performed at the same time. A working concept, so called "Interactive Design", has been adopted to fulfil the technical and time requirements. The following is emphasised in the Interactive Design:

- a flexible, durable and competent organisation
- communications with contractor
- clear definition of responsibility between the parties

Results from the Arlanda Fast Link project shows that this working method gives confidence to the public, excavation works under controlled conditions and suitable rock supports.

MELLANSKIVEBRYTNING UNDER FRYST FYLL- METODVAL, DESIGN OCH FULLSKALEFÖRSÖK

Sill pillar mining beneath frozen fill – choice of method, design and large scale test

Per-Ivar Marklund & Per-Olov Andersson, Boliden Mineral AB

Anders Fredriksson, ADG Grundteknik

1 INTRODUKTION

1.1 Boliden Mineral AB

Boliden Mineral AB producerar koncentrat av koppar, zink, bly, guld och silver. I dagsläget är 9 gruvor i drift i Sverige. I sju av dessa används igensättningsbrytning med en sammanlagd årsproduktion på mer än 2 miljoner ton malm.

1.2 Igensättningsbrytning i Boliden Mineral AB

I igensättningsbrytning bryts malmen i horisontella skivor och de öppna rummen återfylls med avfallssand från anrikningsverken, se figur 1. Geotekniskt kan avfallssanden beskrivas som silt. Det förekommer även fyllning med gråberg och i äldre brytningsrum natursand och grus.

Malmproduktionen sker på flera nivåer i malmkroppen och varje påbörjad nivå kallas rum eller etage. När brytningen av en etage når den ovanförliggande etagen kommer fyllen i denna utbrutna och återfyllda etage att blottas. För att kunna bryta malmen under denna fyll måste fyllen hållas på plats. Detta kan ske genom stabilisering av fyllen eller genom stora insatser av bergförstärkning, se figur 2.

Malmen är normalt 5-10 m bred och stupar 60°-90°.

2 MELLANSKIVOR UR BERGMEKANISK SYNPUNKT

Fyllens låga styvhet gör att den överför mycket liten last mellan häng och liggvägg. Istället tas det mesta av lasten upp av den kvarvarande malmpelaren mellan brytningsrummen. Spänningarna i malmpelaren mellan två rum ökar när höjden av den kvarvarande pelaren minskar. När brytningen närmar sig det ovanförliggande rummet kommer hela pelaren att vara utsatt för höga

spänningar, figur 3. I detta brytningsläge kallas den återstående malmpelaren för mellanskiva.

När spänningarna närmar sig bergets hållfasthet kommer endera mellanskivan eller det omgivande berget att gå i brott. Detta leder till konvergens mellan ligg och hängvägg och ihoptryckning av fyllen i bottenskivan i det ovanförliggande rummet. Mätningar i Näsliden, Udden och Kristinebergsgruvan visar att denna konvergens kan uppgå till en eller flera decimeter, beroende på etagehöjd, brytningsdjup och bergmassans egenskaper.

När den sista skivan av mellanskivan bryts har endera brottet redan skett och konvergensen ägt rum eller så sker rörelsen när mellanskivan bryts ut. I båda fallen så måste fyllen hållas på plats. Om stabilisering eller förstärkning av fyllen installerats innan rörelsen uppkommer så måste den förstärkta fyllen kunna ta upp denna rörelse.

3 BRYTNING AV MELLANSKIVOR

3.1 Alternativa brytningsmetoder

Brytningen av en mellanskiva kommer att ske under stabiliserad eller icke stabiliserad fyll, beroende på vilken fyll som använts för återfyllning av bottenskivan i det ovanförliggande rummet. Under stabiliserad fyll kommer kraven på brytningsmetoden att ställas av fyllens hållfasthet/stabilitet och i fallet med icke stabiliserad fyll av vilket material fyllningen består av. I princip kan brytningen ske med brytning "hemåt" med vertikalt borrarade hål ("oppingbrytning") eller med konventionell igensättningsbrytning med horisontellt borrarade hål.

3.1.1 "Oppingbrytning"

Om den ovanförliggande fyllen är stabiliserad kan hela mellanskivan brytas, se figur 4a. Den stabiliserade fyllen ska helst ha sådana hållfasthetsegenskaper att den tillåter uttag av mellanskivan över hela brytningsrummets längd. Om den inte är det måste rummet återfyllas stegvis allt eftersom mellanskivan bryts ut. Detta innebär dels byggande av fyllväggar men även svårigheter med att kontrollera resultatet av fyllningen.

Vid brytning "hemåt" kommer dessutom höga väggar att lämnas oförstärkta vilket kräver bra bergkvalitet för att undvika gråbergsinblandning.

Om fyllen inte är stabiliserad kommer brytningen av mellanskivan i de flesta fall att leda till utfall/ras av fyllen, figur 4b, även om anrikningssanden har en viss falsk kohesion när den är dränerad,. Detta utfall kan accepteras om

malmens geometri och fyllens egenskaper är sådana att fyllinblandningen kan hållas på en låg nivå vid utlastningen.

Ett annat alternativ är att lämna en tunn malmskiva för att stödja den ovanför-liggande fyllen, figur 4c. På grund av de höga spänningar som oftast uppstår i mellanskivan kan malmen, eller sidoberget, förväntas ha gått i brott. Detta, tillsammans med redan uppkomna och förväntade sprängskador, gör att den malmskiva som avses lämnas bör bultas innan mellanskivan bryts.

3.1.2 Konventionell igensättningsbrytning

Om mellanskivan bryts med konventionell igensättningsbrytning beror kraven på brytningstekniken i ännu större grad på den ovanför-liggande fyllens egenskaper. Om fyllen är stabiliserad bör den vara det i sådan grad att någon ytterligare förstärkning inte är nödvändig, figur 5a. Detta tillämpas vid nedåtgående igensättningsbrytning i Garpenbergsgruvan. Om fyllens hållfasthetsegenskaper inte tillåter detta kan bultning, sprutbetong och även skärmbultning (eng. "spiling") användas beroende på de rådande förhållandena.

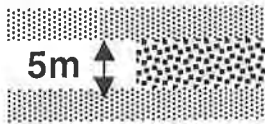
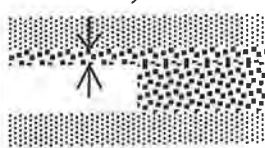
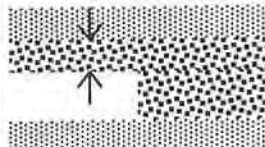
Förstärkning av den stabiliserade fyllen kan bli nödvändigt även i de fall där den stabiliserade fyllen gått i brott på grund av för stora deformationer i fyllen.

Om fyllen inte är stabiliserad i förväg består alternativen av intensiv bergförstärkning, figur 5b, stegvis stabilisering genom injektering eller frysning, figur 5c, kvarlämnande av en tunn malmskiva, figur 5d, eller kombinationer av dessa. Kraven på förstärkningsmetoden bestäms då av egenskaperna hos den ovanför-liggande fyllen samt tjockleken på den kvarlämnade malmskivan, tabell 1. Fyllens egenskaper styr inte bara mängden och typen av förstärkning utan även vilken teknik som krävs för att installera den; olika fyllmaterial kräver olika borrhns och bultningsteknik. Dessa tekniker påverkar en stor del av kostnaden för de olika alternativen. Utifrån tabell 1 måste man välja mellan att bryta ut hela mellanskivan eller att lämna kvar malm. Beslutet grundar sig på lönsamheten för de olika alternativen; ökningen av kostnaderna för förstärkning för en större utbruten andel av mellanskivan får inte överstiga de ökade intäkterna av den ökade mängden malm.

3.2 Brytningsmetodernas tillämpbarhet

Bortsett från kvaliteten på fyllningen bestäms valet av brytningsmetod även av bergkvaliteten i malm och sidoväggar samt malmens geometri. Spännings-tillståndet är också en viktig faktor. I tabell 2 visas en kvalitativ bedömning av möjligheterna att lyckas beroende på nämnda faktorer. Den visar att konventionell igensättningsbrytning är att föredra i dåligt berg och i bredare malmer.

Tabell 1. Erforderlig förstärkningsteknik för olika fyllmaterial och kvarlämnad tjocklek på mellanskivan.

Tjocklek på kvarlämnad mellanskiva	anrikningssand	Grus, torr sand	Gråberg, sprängt
	flytande om odränerat	"rinner" genom små öppningar	inhomogent; svårborrat
	Kort öppen tid. sprutbetong, bultning, (skärmbultning) friktionsbultar, cementingjuten bult	Ingen öppen tid. spontning, sprutbetong, bultning ODEX-borrning 1) eller injektering av cement genom borrstål	Ingen öppen tid. spontning, (skärmbultning), sprutbetong, bultning ODEX-borrning
	Väljs endast om odränerade förhållanden, annars enligt ovan.	skärmbultning, bultning, sprutbetong ODEX-borrning eller injektering av cement genom borrstål.	som ovan
	Berget är självbärande efter bultning och betongsprutning; det ovanförliggande materialet påverkar ej stabiliteten eller valet av teknik.		

1) borrning med infodringsrör

I Bolidens gruvor kan vi ofta förvänta oss ofta relativt dåligt berg och slutsatsen av jämförelsen mellan olika angreppssätt var att brytning framåt, dvs konventionell igensättningsbrytning, var den metod som skulle kunna tillämpas i störst utsträckning. För att dessutom kunna hålla en hög brytningstakt i mellanskivebrytningen föredrogs ett alternativ med stabiliserad fyll. Baserat på detta startades utvecklingen av en lämplig metod för stabilisering av bottenskivefyll.

Tabell 2. Kvalitativ uppskattning av möjligheterna att lyckas med "opping-brytning" eller igensättningsbrytning beroende på bergförhållanden och mellanskivans bredd.

		"Opping-brytning"	Igensättningsbrytning
malmbredd	>7 m	-	+
	4-7 m	+	++
	<4 m	++	-
bergkvalitet			
malm	bra	++	++
	dålig	--	+
sidoväggar	bra	++	++
	dålig	--	+
spänning	brott, avlastat	+/-	+
	intakt berg, höga spänningar	-	+/-
	intakt berg, låga spänningar	++	++

+ = god chans att lyckas, ++ = mycket god chans att lyckas

- = liten chans att lyckas, -- = mycket liten chans att lyckas

4 KRAV PÅ STABILISERAD BOTTENSKIVEFYLL

4.1 Tekniska krav

När mellanskivan bryts ut kommer den stabiliserade fyllen att utsättas för laster på grund av konvergensen av sidoväggarna, vertikalt silotryck från den

ovanförliggande icke stabiliserade fyllen, egenvikten och dynamiska belastningar från sprängning, se figur 6.

Lasten från den ovanförliggande fyllen är dock inte konstant. När mellanskivan brutits ut kommer lasten från den ovanförliggande fyllen att minska med nedböjningen av den stabiliserade fyllen. Förhållandet mellan last och rörelse bestäms av konvergensen, den oförstärkta fyllens egenskaper och brytningsrummets geometri.

En numerisk modell av ett 6 m brett rum visade att det vertikala trycket från den ovanförliggande fyllen ökade från 350 kPa till 950 kPa vid en påförd konvergens av 200 mm (motsvarar 3,3% töjning). Efter detta tilläts fyllens underyta sänkas 60 mm vilket minskade det vertikala trycket till 200 kPa.

Erfarenheter från brytning under icke stabiliserad fyll indikerar också att lasterna från den ovanförliggande fyllen är relativt låga.

4.2 Ekonomiska krav

Förutom tekniska krav så finns det ekonomiska krav på förberedelser för uttag av mellanskivor. Brytningskostnaden tillsammans med den extra kostnad som stabiliseringen medför får ej överstiga värdet av malmen i mellanskivan; brytningen av mellanskivan måste vara lönsam.

Eftersom tiden mellan förberedelserna för mellanskivebrytning och själva brytningen kan vara upp till 10 år ställs krav på låga investeringskostnader för att hålla nere kapitalkostnaderna.

5 METODER FÖR STABILISERING AV BOTTENSKIVEFYLL

Ett flertal metoder för stabilisering eller stöd av fyllen i bottenskivor diskuterades, såväl tidigare kända som nya idéer; problemet är inte nytt och mellanskivebrytning i olika former har tillämpats i Boliden och i många gruvor utomlands. Efter en teknisk och ekonomisk utvärdering av olika metoder gjordes en mera noggrann utvärdering av fyra av dessa. I denna ingick konstruktion och beräkning av kostnaderna för ett praktikfall i Kristinebergsgruvan. De mer noggrant utvärderade alternativen var 1) cementstabiliserad fyll, 2) geotextil upphängd på stålvaier, 3) betongplatta och 4) fryst fyll.

5.1 Cementstabiliserad fyll

Att stabilisera fyll med cement är en väl känd teknik. I Garpenbergsgruvan har Boliden utvecklat den nedåtgående igensättningsbrytningen genom användningen av en deformationszon i fyllskivan, Fredriksson et al och

Krauland och Stille. Deformationszonen tar upp konvergens som annars skulle leda till brott i den cementstabiliserade fyllen.

Att använda denna teknik för stabilisering av bottenskivefyll innebär att deformationszonen konstrueras så att den tar upp den konvergens som förväntas uppkomma över fyllen, före eller efter uttag av mellanskivan. För de fall där dessa rörelser kan förväntas vara stora kommer den erforderliga mängden deformationsmaterial att öka kostnaderna för alternativet. Även utan deformationszon ger den mängd cement som åtgår för stabilisering av anrikningssanden en relativt hög investeringskostnad.

5.2 Geotextil och stålvdjer

Den icke förstärkta bottenskivefyllen hålls på plats av en geotextil som vilar på stålvdjer som gjutits in i häng och liggväggen. Innan fyllningen av bottenskivan monteras vdjer och geotextil så att det följer sulan. Idén var att nedböjningen av geotextilen skulle vara tillräcklig för att minimera lasten från den ovanförliggande icke stabiliserade fyllen. Bärförmågan för vdjer och geotextil skulle därmed inte behöva vara så hög. Den beräknade deformationen för geotextilen blir dock så stor att alternativet inte är tekniskt genomförbart då den skulle hänga ned framför brytningsfronten.

5.3 Betongplatta

Även denna konstruktion baseras på idén att tillåta rörelser hos den icke stabiliserade ovanförliggande fyllen så att krafterna på den stödjande konstruktionen minskas. En styv betongplatta skulle behöva ta upp mycket stora laster från fyllen. Genom frikoppling av armeringen kan större deformationer tillåtas utan att brottöjningen hos armeringen nås. För att ta upp konvergens över konstruktionen läggs ena sidan upp på en konsol, också av betong. För ett 6 m brett rum beräknades betongplattans tjocklek till 0,5 m.

5.4 Fryst fyll

Idén med fryst fyll baseras på det faktum att fryst siltjord tål mycket stora deformationer. Dessutom så kan kapitalkostnaden hållas nere genom att frysningen kan ske relativt kort tid innan mellanskivan bryts ut.

Den metod för frysning som föreslogs var att installera plaströr inne i fyllen för cirkulation av frysvätska, figur 7. Eftersom det skulle vara tekniskt komplicerat och mycket kostsamt att installera frysslangar i samband med brytningen av mellanskivan, installeras frysslangarna i samband med fyllningen av bottenskivan. Den större delen av kostnaden, inköp av frysaggregat och energikostnad för

frysning, kommer strax innan brytningen påbörjas. Detta ger en kapitalkostnad på en relativt låg nivå.

5.5 Beräknade kostnader

Kostnaden beräknades för en mellanskiva i rum 1210 i Kristinebergsgruvan för de alternativ som ansågs tekniskt genomförbara, tabell 3. Mellanskivan var 8 m hög, 6 m bred och ca 150 m lång. Kostnaden är beräknad som kostnaden för stabilisering av fyllen i bottenskivan per ton malm i mellanskivan, utan användning av nuvärdesmetoden. Eftersom endast 1/3 av den sammanlagda kostnaden för fryst fyll uppkommer vid fyllningen av bottenskivan är alternativet med fryst fyll ännu mer fördelaktigt än vad som kan avläsas i tabell 3.

Tabell 3. Beräknade kostnader för undersökta metoder för stabilisering av bottenskivefyll.

Cement stabiliserad fyll	Eftergivlig betongplatta	Fryst fyll
68 SEK/ton	71 SEK/ton	47 SEK/ton

5.6 Val av teknik för fortsatt utveckling

En teknisk och ekonomisk bedömning visade att fryst fyll var den mest intressanta metoden för stabilisering av bottenskivefyll, både ur tekniskt och ekonomisk synvinkel. Huvudfördelarna är låg kapital och total kostnad samt fryst fylls överlägsna förmåga (framför cementstabiliserad fyll) att ta upp trycktöjningar.

Slutsatserna för denna del av projektet resulterade i ett beslut att fortsätta undersöka och utveckla tekniken för frysning av fyll.

6 FRYST FYLL

6.1 Fryst fylls egenskaper

I den avfallssand som används som återfyllningmaterial minskas andelen med kornstorlek $< 0,01$ mm genom cyklonering så att en viss dräneringshastighet kan uppnås. Fyllsanden kan därefter beskrivas som en siltig sand. Fyllningen av brytningsrummen sker sedan hydrauliskt, det vill säga avfallssanden pumpas till brytningsrummen i slurryform. Efter fyllning och dränering är portalet ca 0,75 och den slutliga vattenmättnadsgraden ca 50%, Knutsson.

De geotekniska egenskaperna för fryst fyll bestämdes i laboratorieförsök, Norberg och Jonsson. Försöken omfattade bestämning av tryckhållfasthetens variation med temperatur och vattenmättnadsgrad men framförallt deras inverkan på tidsberoende deformationer. Resultaten visar hur tryckhållfastheten varierar med temperatur och vattenmättnadsgrad. För 100% vattenmättnadsgrad kan tryckhållfasthetens temperaturberoende beskrivas med följande ekvation:

$$\sigma_{\theta} = 3,38 \cdot \theta^{0,48} \quad (1)$$

där θ är absolutbeloppet av temperaturen (under noll). I figur 8 jämförs ekvation (1) med testresultaten.

De tidsberoende deformationerna undersöktes i krypförsök och en krypmodell för den frysta fyllen togs fram genom att utvärdera resultaten enligt Berggren. De tidsberoende deformationerna som uppstår vid konstant last kan delas in i tre faser; primär krypning med minskande deformationshastighet, sekundär krypning med konstant deformationshastighet och tertiär krypning med ökande deformationshastighet. Deformationshastigheten i den första fasen, $d\varepsilon/dt$, beror av temperatur och tid. Den kan beskrivas med följande ekvation

$$d\varepsilon/dt = (\sigma / \sigma_{\theta})^{2,88} / (4,06 \cdot t) \quad (2)$$

där σ är den rådande deviatorspänningen, σ_{θ} är deviatorspänningen vid brott vid aktuell temperatur och t är tid. Ekvation (2) gäller endast för primär krypning när $t < t_p$. I den sekundära fasen är deformationshastigheten konstant med $t = t_p$ i ekvation (2). Den sammanlagda tiden för den primära fasen, t_p , kom att följa ekvation (3)

$$t_p = 81,5 \cdot (\sigma_{\theta} / \sigma)^{2,0} \quad (3).$$

Den tredje fasen inkluderas inte i modellen.

6.2 Förstudie

När ett lämpligt mönster för kylslingor i en profil (avstånd i vertikal och horisontalld) hade fastställts beräknades temperaturfördelningen i fyllen med en termo-mekanisk finita element modell. Resultat från två skeden var intressanta; temperaturfördelningen under frysning, då fyllen omges av berg på tre sidor (och fyll ovanför) samt under själva brytningsskedet då malmen under den frysta fyllen brutits ut. Ett exempel på resultaten av en sådan beräkning visas i figur 9.

I brytningsskedet påverkas fyllen av luftflödet från ventilationen vilket resulterar i en förändrad temperaturfördelning i fyllen. Den beräknade temperaturfördelningen i detta skede visas i figur 10.

Den erforderliga fryseffekten minskar när all fyll är fryst och ökar igen när brytningen påbörjas. Den beräknade variationen i erforderlig fryseffekt under frysning och brytning visas i figur 11.

7 STORSKALIGT FÄLTTEST

7.1 Mål

Ett fälttest genomfördes för att verifiera giltigheten i de använda modellerna. Målet var även att utvärdera möjligheten att genomföra brytningen rent praktiskt, inkluderat installationen av frysslangarna samt att undersöka hur den frysta fyllen fungerade som tak i brytningsrummet.

7.2 Provplats

Som provplats valdes en liten utbruten och återfylld malmlins i Renströmsgruvan. En mellanskiva skapades genom att bryta ut ett 5 m högt rum, 5 m ovanför taket på det befintliga brytningsrummet, se figur 12 (Marklund och Andersson). Efter återfyllning och frysning av fyllen i det övre rummet kunde den 5 m tjocka mellanskivan brytas ut under den frysta fyllen. Den största bredden av exponerad fryst fyll var 6 m.

7.3 Numerisk modellering av fälttestet

Fälttestet var designat och simulerat på samma sätt som i förstudien. I fälttestet fanns dock ingen fyll ovan för den frysta fyllen, vilket ju är fallet i den tilltänkta tillämpningen.

I modellen var bredden på den exponerade fyllen 6 m. Konvergensen över den frysta fyllen var liten och de resulterande spänningarna låga. Den begränsade konvergensen och de låga spänningarna gav väldigt små deformationer i den frysta fyllen och nästan ingen krypning.

I den termo-mekaniska modellen var medelhastigheten på luften i rummet 0,5 m/s och lufttemperaturen 14 °C. Den installerade fryseffekten var 50 kW. Modellen visade att temperaturen i kärnan och i botten av fyllen skulle nå -15 °C efter 65 dagar. Längs den frysta fyllens sidor, där den angränsade mot berget, låg temperaturen omkring noll. Detta resulterade i en rekommendation

om att minimera avståndet mellan frysslangarna och sidovägarna vid installationen av frysslang i fälttestet.

7.4 Installationer och utrustning i fälttestet

Kylslangarna bestod av plaströr med en yttre diameter av 32 mm. Det första lagret placerades 0,25 m ovan sulan. Slangarna monterades på vajer som spänts upp mellan stålramar som hade monterats tvärs över rummet. Slangmönstret visas i figur 13.

Utrustningen för frysning bestod av en kompressor, en kylvätskepump med kapaciteten $24 \text{ m}^3/\text{timme}$, en kylvätskan samt en kylare för kompressorn. Den installerade fryseffekten var 50 kW.

Den värme som producerades av frysutrustningen transporterades bort med gruvventilationen. En extra ventilationsfläkt hade satts in för att öka luftflödet i orten där utrustningen var placerad.

Innan rummet fylldes ställdes 20 mm:s kamjärn med längden 1,8 m och c/c-avståndet 1,5 m på sulan. Bultarna skulle eliminera effekten av eventuella horisontella svaghetsplan som skulle kunna uppkomma i fyllen.

7.5 Övervakning av temperatur och rörelser

Ett automatiskt övervakningssystem installerades för att kunna följa temperatur och rörelser i fyllen under försöket. Åtta temperaturgivare och 4 extensiometrar installerades varav de flesta placerades i en mätprofil i mitten av provområdet, se figur 14. Avvägningpunkter installerades i fyllen för att övervaka vertikala rörelser i takytan.

8 RESULTAT FRÅN FÄLTTESTET

8.1 Temperatur

8.1.1 Frysning

Temperaturen i botten (T1) och i kärnan av fyllen (T2) nådde den planerade temperaturen -15°C efter 65 dagar, se figur 15. I punkterna nära sidoväggen (T4 och T5) var den lägsta temperaturen -12°C . I punkten T3, som var placerad i hörnet mellan vägg och sula nåddes endast -8°C .

8.1.2 Brytning

Brytningen av mellanskivan utfördes med konventionell borrar och sprängning med 3,5 m salvlängd. Fyllen kom därför att exponeras stegvis allt eftersom brytningen avancerade. Brytningssekvensen visas i figur 16.

Efter den första salvan under den frysta fyllen uppstod ett läckage i en av frysslangarna på grund av sprängskador och frysaggregatet stängdes av under 32 timmar. Detta visar sig som en temperaturökning i alla punkter, figur 15. Temperaturen sjönk sedan snabbt till den tidigare nivån efter att slangen lagats och frysaggregatet startats igen. Även i slutet av brytningen stängdes kompressorn av i 24 timmar, men då för underhåll, vilket också kan ses i form av en temperaturhöjning i alla punkter.

När brytningen passerade mätprofilen ökade temperaturen med 6-8 grader i punkterna i taket, T1 och T5. Högre upp i fyllen ökar temperaturen ökar med ca 0,15-0,2 °C/vecka efter att brytningen passerat.

När brytningen av mellanskivan hade avslutats genomfördes ett försök för att se hur känslig den frysta fyllen är för ventilation. Under brytningsskedet var luftflödet från ventilationen 5000 m³/timme och den tillfördes genom en ventilationstub med 0,5 m diameter med mynningen ca 0,5 m från taket. Nu ökades flödet till 10 000 m³/timme. Detta innebär en ökning av lufthastigheten från 7 till 14 m/s i mynningen på ventilationstuben och från 0,05 till 0,1 m/s i brytningsrummet.

Resultatet blev ett 2 m brett och ca 1 m djupt "dike" i taket vars höjd avtog med avståndet från utsläppspunkten och på 10-12 m avstånd var påverkan mycket liten. Påverkan på temperaturen inne i fyllen kunde framför allt ses i punkterna T1 och T5, figur 15. Båda dessa punkter satt nära takytan och dessutom nära utsläppspunkten för ventilationsluften.

Försöket visade att den frysta fyllen är känslig för ventilation men att ingen isolering behövs om man kan undvika starkt koncentrerade luftströmmar mot takytan.

När ventilationen stängdes av sjönk temperaturen åter igen tills frysaggregatet stängdes av och hela försöket var avslutat.

8.2 Deformationer

8.2.1 Frysning

Den vertikala extensiometern visar att fyllen sväller under nedfrysningen och att den sedan krymper något när temperaturen sjunker under 0 °C, se figur 17.

8.2.2 Brytning

De horisontella extensiometrarna visar att den totala konvergensen under brytningsskedet är ca 1 mm. Detta motsvarar en töjning i den frysta fyllen på mindre än 1 ‰.

Mätresultaten från de vertikala extensiometrarna visar att det mesta av deformationen uppträder mellan 1,7 och 3,5 m ovanför taket och sker stegvis allt eftersom brytningen passerar mätprofilen. Den vertikala rörelsen antas orsakas av sprängningen; tryckvågen som propagerar upp genom fyllen reflekteras mot fyllens överyta och den dragvåg som då skapas luckrar upp fyllen.

Avvägningarna av fylltaket visade på mycket små rörelser uppåt, inkluderat extensiometerhuvudena.

8.3 Praktiska erfarenheter

När den frysta fyllen exponerades tinade ytan av fyllen och föll ned som blöt sand. Jämvikt uppnåddes när takytan befann på ca 1 dm avstånd från frysslangarna.

Temperaturen i brytningsrummet varierade beroende på vilken aktivitet som pågick på rummet. Under utlastningen, som utfördes med dieseldrivna lastmaskiner, steg temperaturen och upptiningen ökade i omfattning. Efter utlastningen sjönk temperaturen och fyllens yta fryste. Detta, i samverkan med kondensation av fuktigheten på rummet, gav slutligen ett lager av is som täckte taket.

Borrhålen närmast fylltaket borrades horisontellt för att inte riskera stickning upp i fyllen och det spolvatten som stod kvar i hålen efter borrningen blåstes ut med hjälp av tryckluft. I annat fall frös vattnet och hålen gick inte att ladda. Den frysslang som skadades av sprängning i början av brytningen visade med all önskvärd tydlighet nödvändigheten av noggrant planerad och utförd borrning och sprängning.

De bergarbetare som deltog i brytningen upplevde förhållandena på rummet som säkra.

9 UTVECKLING BASERAD PÅ ERFARENHETERNA FRÅN FÄLTTESTET

9.1 Numerisk modellering

En numerisk termo-mekanisk modell som kalibrerades mot resultaten av fälttestet användes för att optimera höjden på den frysta fyllskivan och avståndet mellan frysslangarna, beroende på bredden på rummet och den tid som kunde accepteras åtgå för själva frysningen av fyllen. I dessa modeller togs även lasten från den ovanförliggande fyllen med i beräkningarna.

Den numeriska modellen för själva frysningen kalibrerades mot den uppmätta temperaturutvecklingen i fyllen under fältförsöket. En jämförelse mellan uppmätta och beräknade temperaturer visas i figur 18. Beräkningen med en latent värme på 74 MJ/m^3 gav den bästa överensstämmelsen med de uppmätta temperaturerna. Latent värme är den mängd energi som absorberas då is övergår från fast till flytande form, alltså till vatten. Samma mängd värme ($333,7 \text{ kJ/kg}$) frigörs då vatten övergår till is utan att temperaturen ändras. För jordar kommer den erforderliga energin för övergången mellan fast och flytande fas att bero på den mängd vatten som finns i en bestämd volym av jorden och hur stor del av detta vatten som byter fas. För en given jord

$$L = \rho_d L' (w - w_u) / 100 \quad (4)$$

där L är jordens latent värme, $L' = 333,7 \text{ kJ/kg}$ är latent värme för vatten, ρ_d är jordens torrdensitet, w är det totala vatteninnehållet och w_u är det ej frysta vatteninnehållet (i procent av den torra jordens vikt) i den frysta jorden. Det kalibrerade latent värmets, 74 MJ/m^3 , ger med en torrdensitet på $1,72 \text{ ton/m}^3$, $w - w_u = 12,9\%$. Det uppmätta totala vatteninnehållet från provborrningar i den frysta fyllen var $19,8\%$ vilket ger ett icke fruset vatteninnehåll på $6,9\%$. Sålunda var endast 65% av vattnet fruset.

I tabell 4 visas de tillbakaräknade materialegenskaperna.

Tabell 4. Termiska egenskaper hos fryst fyll.

	Termisk konduktivitet, $\text{W/m}^\circ\text{C}$	Värmekapacitivitet, $\text{MJ/m}^3^\circ\text{C}$
Ej fryst fyll	1,50	3,40
Fryst fyll	2,33	2,06
Latent värme, L		74 MJ/m^3

Modellerna resulterade i rekommendationer för två olika fall med största bredd 6 m respektive 10 m, se figur 19. I båda fallen ger tre lager av frysslang tillräcklig höjd på den frysta fyllen för att klara av kraven på stabilitet. För det 6 m breda rummet är det vertikala avståndet mellan frysslangarna 1,0 m och för det 10 m breda rummet 1,3 m. Detta ger en tjocklek på den frysta fyllen på 3 m respektive 3,6 m.

Modellerna indikerar också behov av bultning för att säkerställa säkerhet mot dragspänningar, speciellt för fallet med 10 m bredd.

9.2 Utveckling av designmetod för erforderlig fryseffekt och tid för frysning

De tillbakaräknade termiska egenskaperna för avfallssanden användes i ett flertal modeller med varierande rumsbredd, mönster på frysslangarna och olika temperaturer i rummet och i det omgivande berget. Från dessa numeriska modeller utvecklades en enkel analytisk formel för designändamål.

Den totala mängden kylenergi, E_c , som måste tillföras en viss volym, V , för att kyla ner den till $-15\text{ }^\circ\text{C}$ kan beräknas med ekvationen

$$E_c = V \cdot ((t_0 - 0) \cdot C_{>0} + L + (0 + 15) \cdot C_{<0}) \quad (4)$$

där t_0 är fyllens temperatur innan kylning, $C_{>0}$ är värmekapacitiviteten för icke fryst fyll, $C_{<0}$ är värmekapacitiviteten för fryst fyll och L är latent värme.

Den installerade fryseffekten, e_i , måste vara tillräckligt stor för att hålla fyllen fryst under brytningen. Denna effekt beror på energiförluster till det omgivande berget och till det ventilerade brytningsrummet. Förhållandet mellan rumsbredd och temperaturen i berget innan nedfrysningen kunde bestämmas med hjälp av de numeriska modellerna, figur 20.

Den erforderliga tiden för frysning, t_n , kan beräknas med följande jämviktsekvation:

$$e_i \cdot t_n = E_c + e_l \cdot t_n \quad (5)$$

där e_l är energiförluster under tiden för frysningen.

Den installerade effekten, e_i , och energiförlusten, e_l , i ekvation (5) måste reduceras eftersom den installerade effekten inte kan användas fullt ut hela tiden, se figur 11. Även energiförlusten är liten i början av frysningen och ökar till ett konstant värde i slutet av frysningen.

10 SLUTSATSER

De olika brytnings och förstärkningsmetoder som behövs för mellanskivebrytning under icke stabiliserad fyll har beskrivits. Dessa tekniker krävs för de befintliga mellanskivor som inte har förberetts för brytning genom stabilisering av fyllen eller någon annan stödjande konstruktion.

För att välja brytningsmetod för de mellanskivor som kommer att skapas i framtiden har brytning "framåt" (konventionell igensättningsbrytning) jämförts med brytning hemåt ("oppingbrytning"). Jämförelsen visar att konventionell igensättningsbrytning är tillämpbar för ett större spann av bergförhållanden och malmgeometri. Ett utvecklingsarbete startades därför upp med mål att finna en metod för stabilisering av fyllen i bottenskivor.

Olika metoder för stabilisering av fyllen i bottenskivor undersöktes tekniskt och ekonomiskt. Utvärderingen av alternativen visade att frysning av fyllen var den klart mest intressanta tekniken för stabilisering, både tekniskt och ekonomiskt.

Idén att använda frysning för att stabilisera fyll undersöktes genom laborietester, analytiska och numeriska beräkningar och ett storskaligt försök. Resultaten av dessa undersökningar ger följande slutsatser:

1. Den frysta fyllen har utmärkta egenskaper som ett bärande element och utmärkta egenskaper för att bära sig själv och den ovanförliggande fyllen:
 - Hållfastheten hos en 3 m tjock skiva är hög och kan enkelt förändras/höjas efter behov genom att öka tjockleken
 - Deformationsegenskaperna är utmärkta; fryst fyll kan ta upp kompressiv töjning på över 10%, viket är betydligt mer än vad som i praktiken krävs i de flesta tillämpningar.
2. Metoder för design, såväl termisk som med avseende på hållfasthet, har utvecklats.
3. Ur praktisk synpunkt är brytning under fryst fyll säkert. Man måste dock iaktta stor försiktighet för att inte skada fyllen vid borrhning och sprängning. Det krävs därför stor noggrannhet i borrhningen för att hålla erforderligt avstånd till fyllytan och kontrollerad laddning för att minska vibrationerna. Överflödiga ventilation, eller koncentrerade luftströmmar, måste undvikas på grund av fyllens känslighet för upptining.
4. Eftersom frysslangarna placeras i fyllen många år innan brytningen av mellanskivan sker krävs noggrann dokumentation och långtidsplanering.

5. Ur ekonomisk synpunkt är frysning av fyllen en mycket konkurrenskraftig metod jämfört med andra metoder för stabilisering.

REFERENSER

Fredriksson, A, Krauland, N, Stille, H, och Strömberg, S, Improved undercut-and-fill mining at the Garpenberg Mine, Minefill 93, Johannesburg, SAIMM,

Krauland, N, Stille, H, 1993. Rock mechanics investigations of undercut-and-fill mining at the Grapenberg mine, in Minefill 93, pp 47-54 (SAIMM: Johannesburg). 1993, s.17-23

Knutsson S, 1980. Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements, Div. of Soil. Mech., University of Luleå. Applications of rock mechanics to cut and fill mining, 1980.

Norberg J and Jonsson P, 1994. Mekaniska egenskaper för frusen fyllsand från Garpenberg gruvan, Tekniska högskolan i Luleå, 1994:126E, 1994

Berggren A-L, 1983. Engineering creep models for frozen soil behaviour. Geotechnical division, The University of Trondheim, Norway.

Marklund, P-I & Andersson, P-O, Sill pillar mining beneath frozen fill, Ground freezing 97, Luleå, AA Balkema, s.445-453

ABSTRACT

Mining of sill pillars in C&F mining is often not economical mainly due to difficult mining conditions. These are due to high stresses and/or large deformations but also to the need to support or stabilise the fill in the stope above as it is exposed while mining the sill pillar. Furthermore, since most techniques for stabilisation of the fill require the investment to be done during the filling of the slice located above the sill pillar, which takes place 5-10 years in advance of the sill pillar mining itself, the capital costs play an important role in the economical evaluation. A project was initiated with the aim to increase the mineable ore reserve by developing technique to make mining of sill pillars profitable.

Mining of sill pillars can be performed principally as forward mining (conventional C&F mining) or as retreat mining, drilling vertically. Retreat mining leaves large areas of unsupported walls and does not allow for stabilisation of the fill in the stope above during mining. Mining forwards allows for support to be installed in the fill and in the sidewalls as mining progresses. It is also applicable to a larger span of rock conditions and geometry of the ore.

Forward mining beneath un-stabilised fill requires different support and drilling and bolting techniques depending on the properties of the fill in the stope above and the thickness of a slice of ore that could be left un-mined. The decision of leaving ore is based on the cost for the alternatives; the mining cost plus the extra cost for the support needed to mine another slice of ore must not exceed the value of the ore thus mined. However, to obtain high production in the sill pillar mining, a fill stabilised in advance is preferred to intensive support installed during mining.

A stabilised fill in the bottom slice above a sill pillar will be subjected to load from the un-stabilised fill above. Even more important is the convergence between the hanging and the footwall that will occur before or after removal of the sill pillar. This convergence can cause compressive strain in the fill in the range of percents.

In the backfilling of the C&F stopes tailings from the concentrating plant are used. The tailings can geotechnically be described as silt. Silt is known to sustain large deformations when frozen and this was the basis for the idea of using freezing as a method for stabilisation. Furthermore, if freezing could be carried out just before mining the sill pillar, capital cost for stabilisation could be reduced drastically

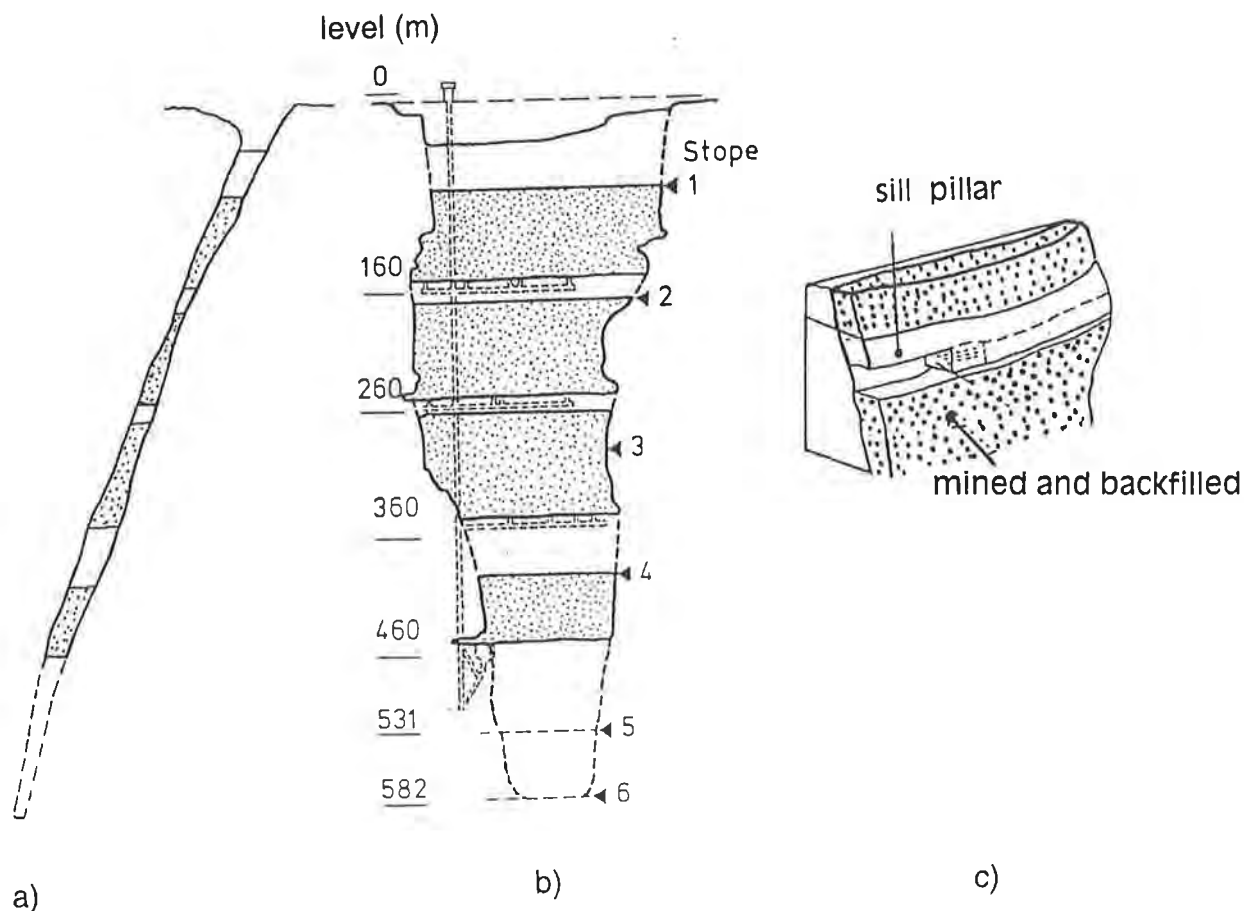
A comparison was made between several alternatives for stabilisation or support of the fill in the bottom slice. A more thorough investigation of

cement stabilised fill, geotextiles supported by steel wires, yielding concrete slab and frozen fill was made based on the design for a sill pillar in the Kristineberg mine. It showed that frozen fill was the most interesting alternative, both from the technical and the economical point of view.

A feasibility study was performed involving laboratory testing of the uniaxial compressive strength and time dependent deformations, analytical calculations and numerical modelling using thermal-mechanical finite element models. It was followed by a large scale field test that was planned and performed to verify the feasibility studies made on the mechanical and thermal properties of the frozen fill but also to find the practical implications of mining beneath frozen fill. Based on the results from the large scale test design recommendations for 6 m and 10 m wide stopes were developed as well as an analytical expression for calculation of the required freeze effect for freezing of the fill.

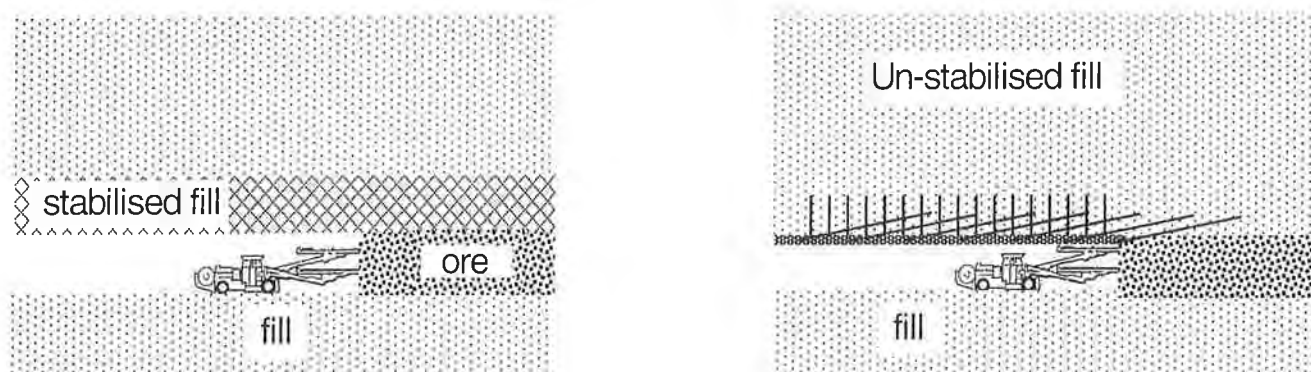
The results allow the following conclusions:

1. From a mechanical point of view, frozen fill has excellent properties as a structural member and it also has excellent properties to support itself and the fill above:
 - The strength of a 3 m thick slice is very high and can easily be adjusted/increased to the need by increasing the height of the frozen fill
 - The deformation properties of frozen fill are excellent; it can take up compression strains in excess of 10 %, which is in excess of practical needs in most applications.
2. Methods for the thermal and mechanical design of freeze stabilisation have been developed and found adequate.
3. Considering the practical mining aspects, mining under frozen fill is a safe operation. However, care must be taken not to damage the frozen fill by the blasting operation. High accuracy in maintaining the required distance between blast holes and fill and controlled charging are required to limit blast vibrations. Excessive ventilation or concentrated, misdirected air streams must be avoided due to the sensitivity for thawing.
4. The need to place the freezing tubes several years in advance of the future sill pillar mining requires careful long-term planning and accurate documentation.
5. From an economical point of view, freezing is a highly competitive method compared to other methods of fill stabilisation.



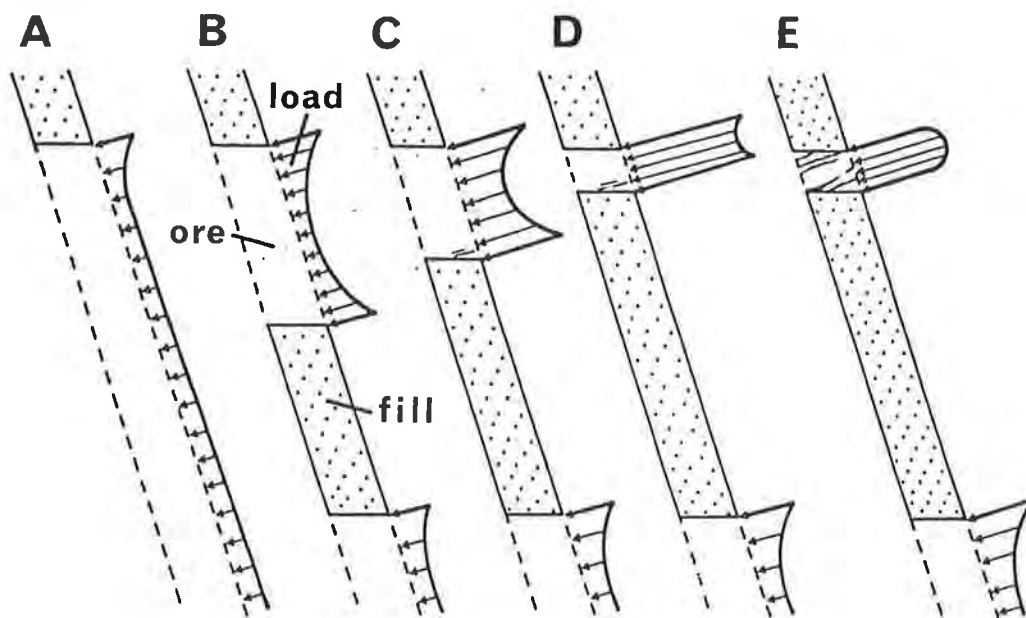
Figur 1. Principiell beskrivning av igensättningsbrytning: a) vertikal profil, b) längsgående vertikalprojektion, c) ett brytningsrum under mellanskiva. I rum 2 och 3 har man nått lägen för mellanskivebrytning.

Principle description of C&F mining: a) vertical cross section, b) longitudinal projection, c) detail of a stope and a sill pillar. Sill pillars stages are reached in stopes number 2 and 3.



Figur 2. När mellanskivan bryts ut blottas den ovanförliggande fyllen. För att hålla fyllen på plats krävs endera stabilisering av fyllen eller intensiv bergförstärkning.

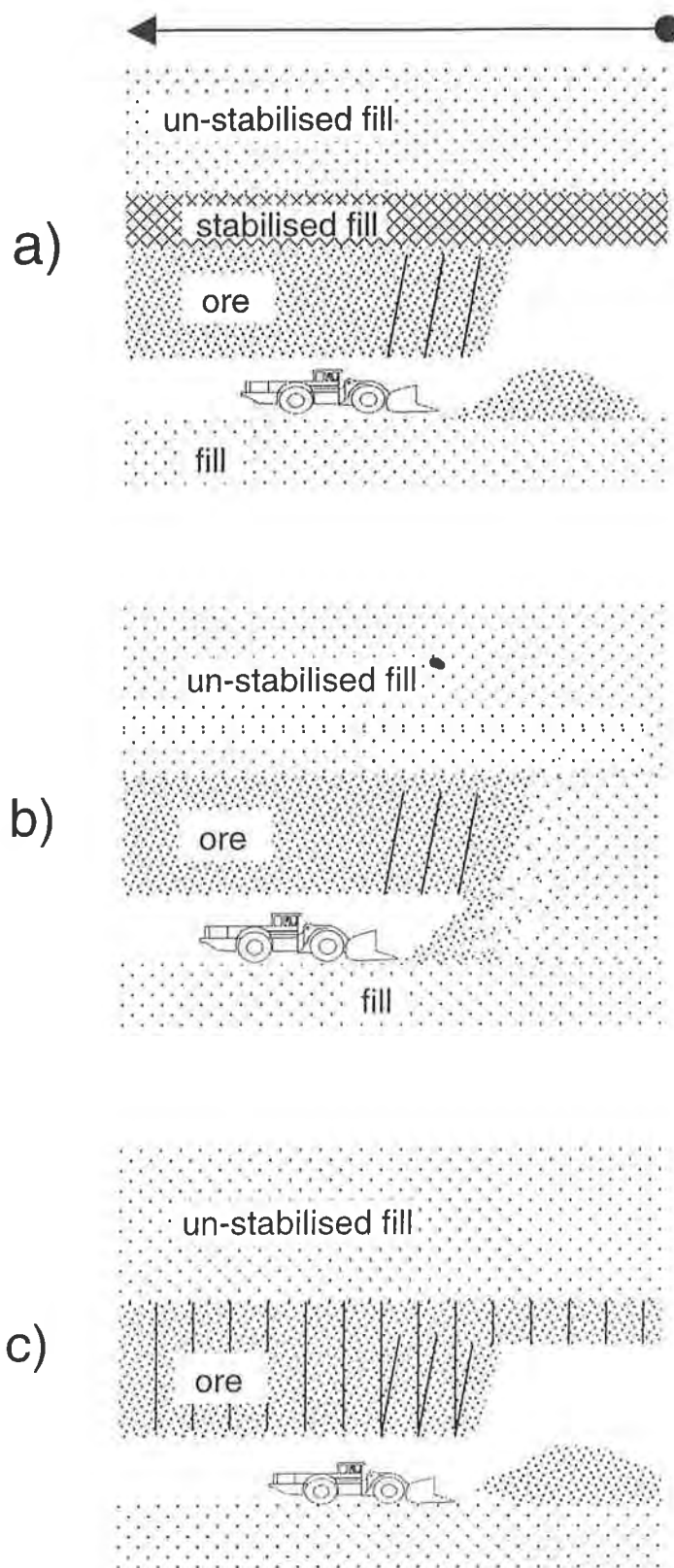
When mining the sill pillar the fill of the stope above is exposed. To keep it in place either stabilisation of the fill or intensive rock support is required.



Figur 3. Spänningsökning i malmen mellan brytningsrum med ökande utbrytning.

Increase of stresses in the ore pillar between stopes with progress of mining.

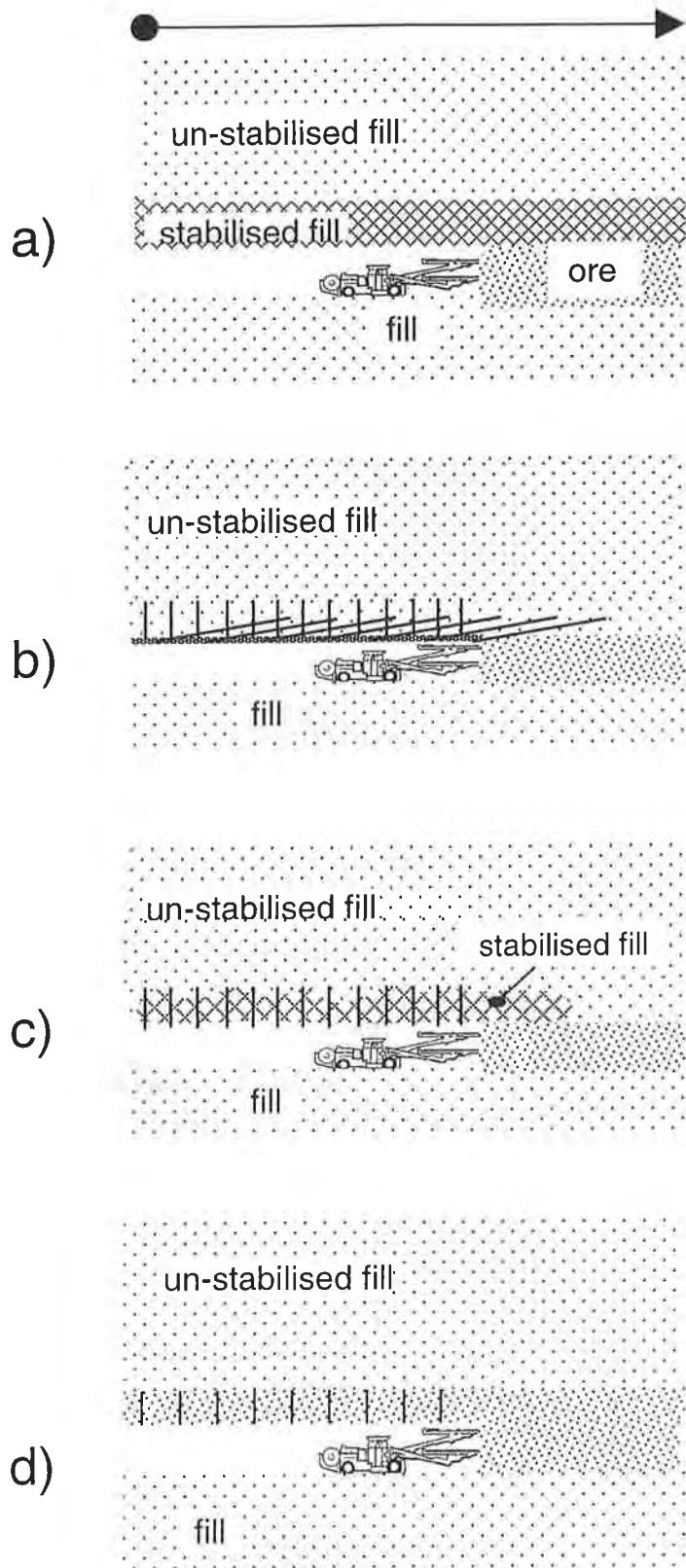
"oppingbrytning", hemåt



Figur 4. Alternativa metoder för brytning hemåt ("oppingbrytning") av mellanskivor.

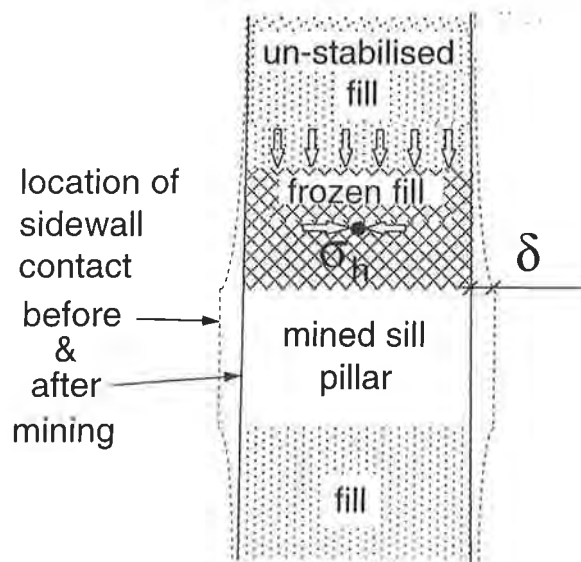
Alternative methods for retreat mining of sill pillars.

konventionell igensättningsbrytning, framåt

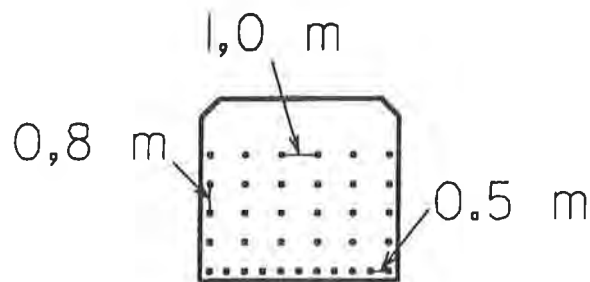


Figur 5. Alternativa metoder för konventionell igensättningsbrytning av mellanskivor.

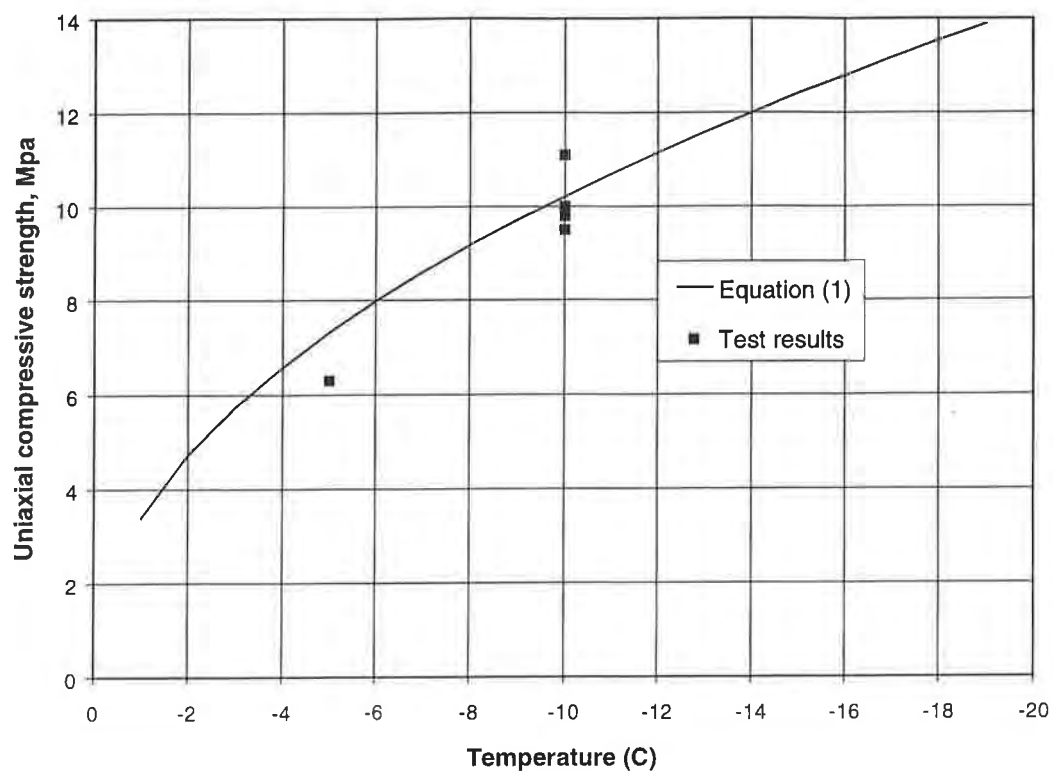
Alternative methods for conventional C&F mining of sill pillars.



Figur 6. Den stabiliserade fyllen belastas av vertikalt silotryck från den ovanförliggande fyllen. Den inducerade spänningen σ_h bestäms av konvergensen, $2 \cdot \delta$.
 The stabilised fill is subjected to load from the un-stabilised fill in the stope above. The induced stress σ_h is governed by the convergence, $2 \cdot \delta$.

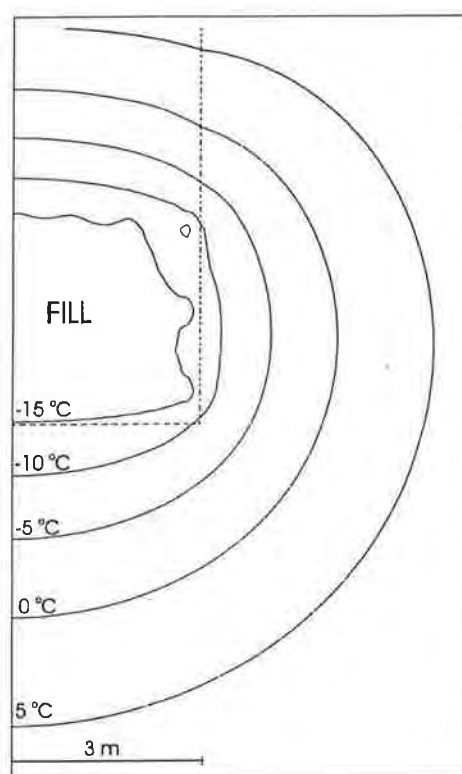


Figur 7. Föreslaget mönster av frysslanger för ett 6 m brett rum.
 Suggested pattern of freeze tubes for a 6 m wide stope



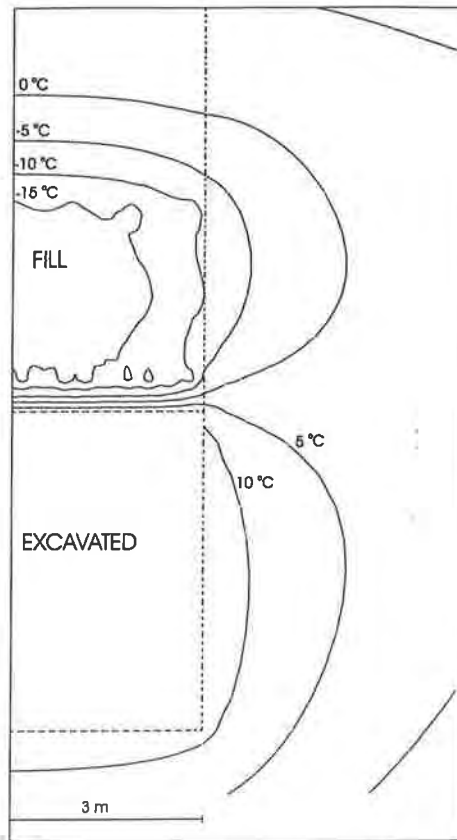
Figur 8. Ekvation (1) jämförd med resultaten av tryckhållfasthetstesterna.

Equation (1) compared with test results.



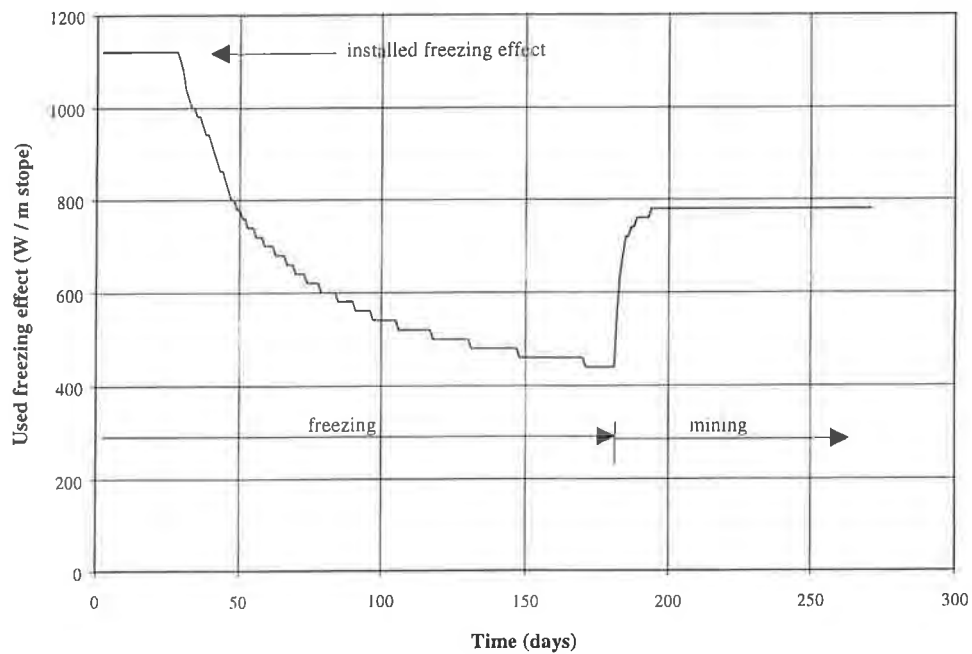
Figur 9. Beräknad temperaturfördelning i slutet av frysningen.

Calculated temperature distribution at the end of freezing phase.



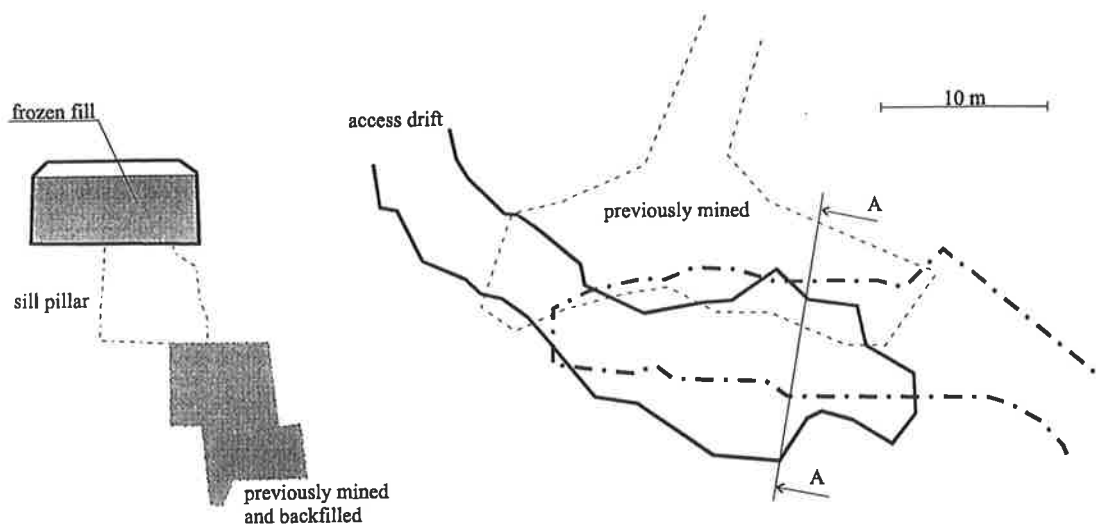
Figur 10. Beräknad temperaturfördelning i brytningsskedet.

Calculated temperature distribution during the mining phase.



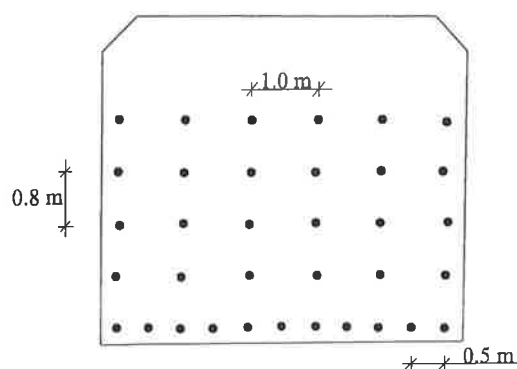
Figur 11. Beräknad variation i fryseffekt under frysning och brytning.

Calculated variation of the freezing effect during the freezing and mining phases.



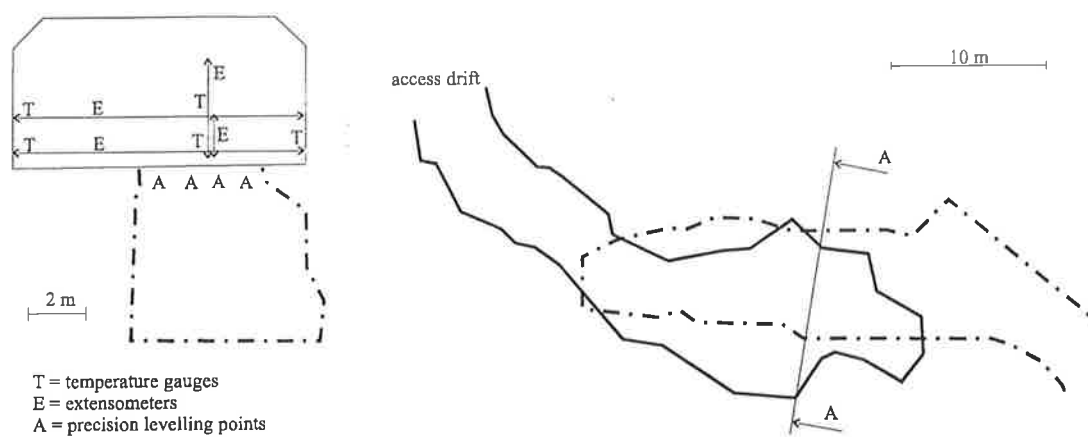
Figur 12. Provplatsen i Renströmsgruvan. Vertikal och horisontell projektion.

The test site in the Renström Mine. Vertical and horizontal projection.



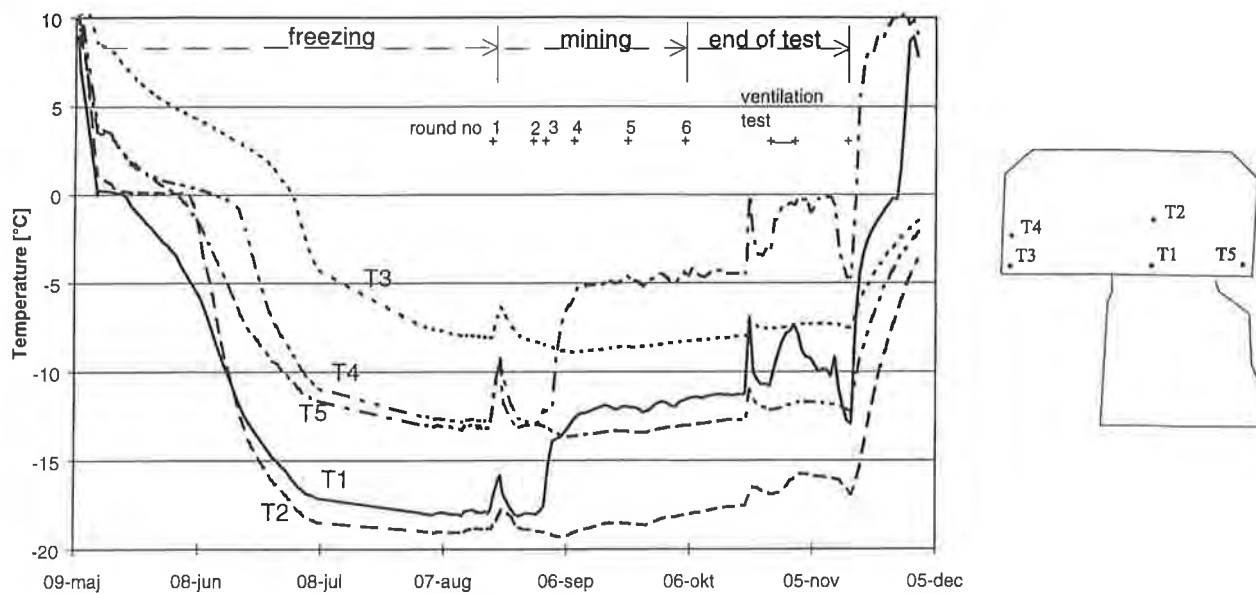
Figur 13. Frysslangmönster i fälttestet.

Freeze tube spacing in the field test.

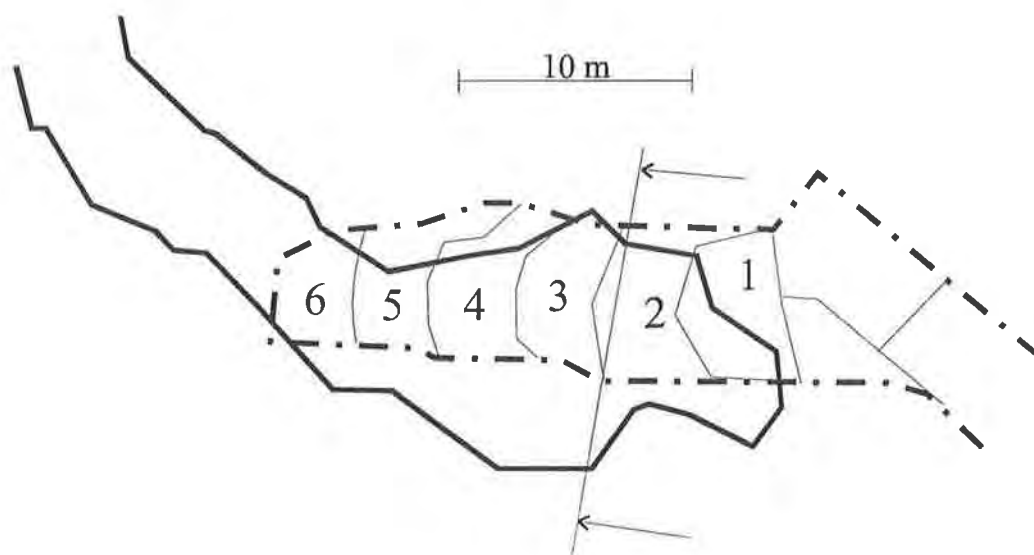


Figur 14. Mätprofiler i fältförsöket, i profil och i horisontell projektion.

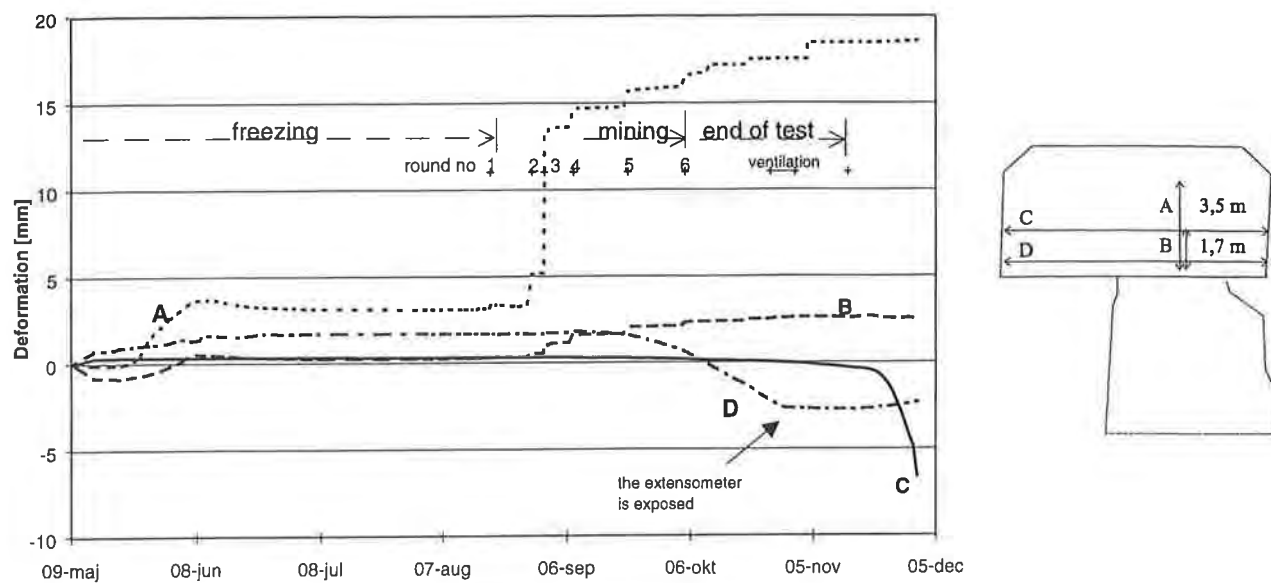
Measuring profile in the large scale test, in profile and in horizontal projection.



Figur 15. Mätresultat från temperaturgivarna i mätprofilen.
Results of the temperature measurements in the measuring profile.

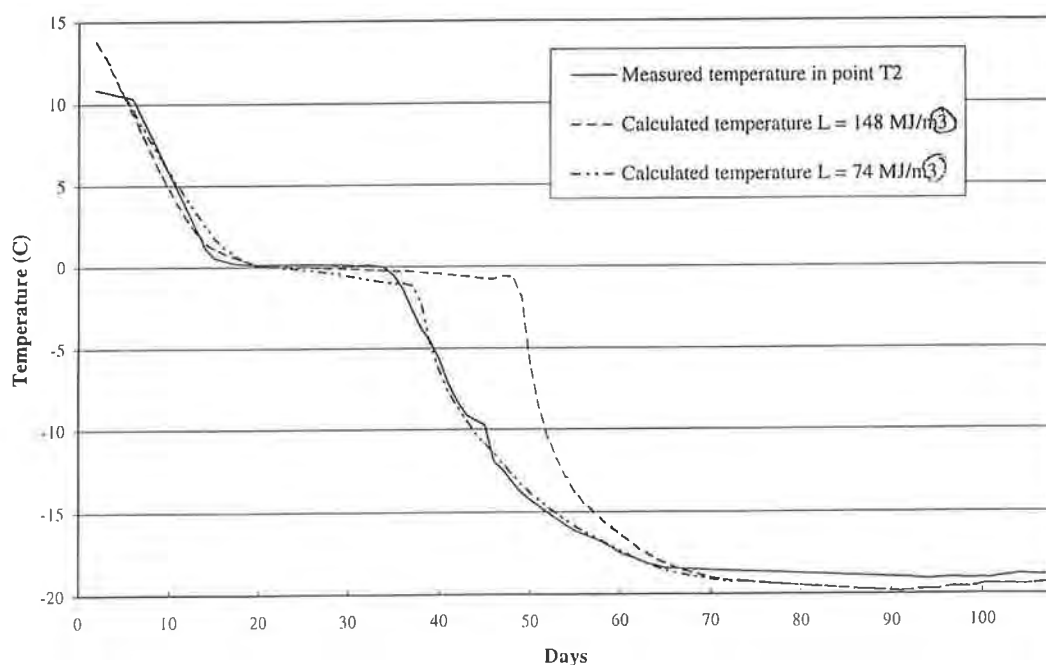


Figur 16. Brytningssekvens i fältförsöket.
Mining sequence in the field test.



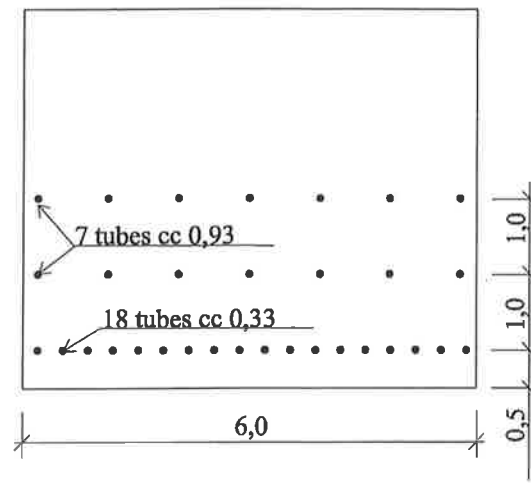
Figur 17. Mätresultat från extensiometrarna i mätprofilen.

Results from the extensometers in the measuring profile.

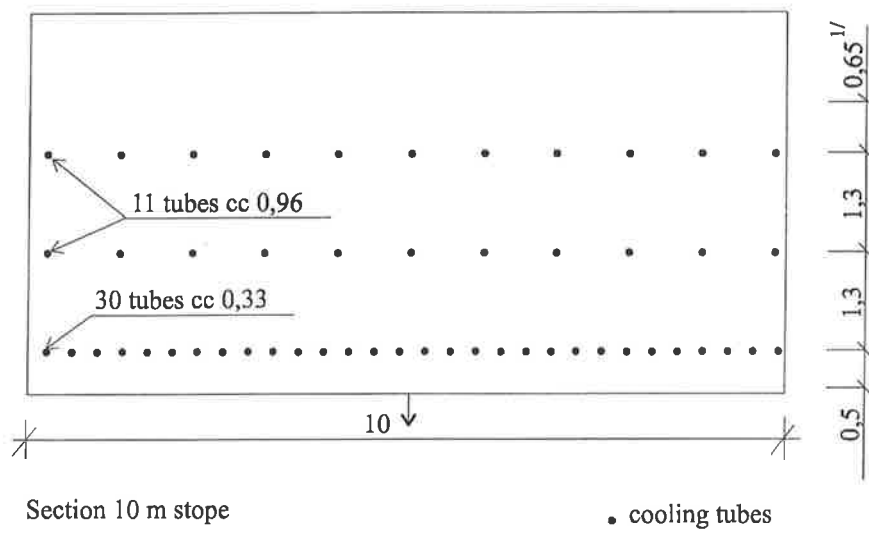


Figur 18. Jämförelse mellan uppmätta och beräknade temperaturer i fyllen.

Comparison between measured and calculated temperature in the fill.



Section 6 m slope

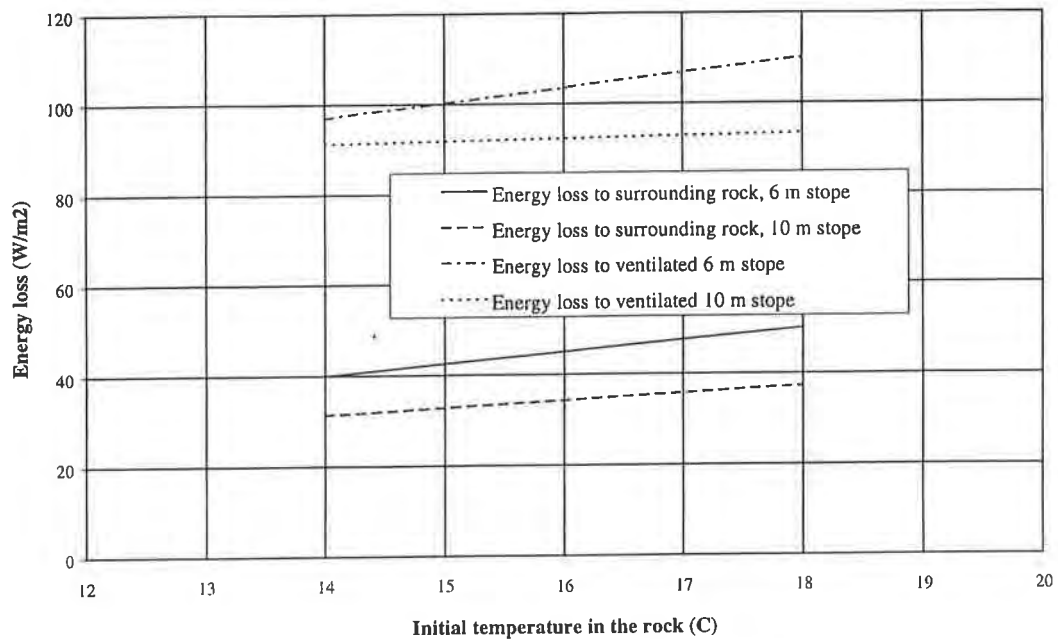


Section 10 m slope

• cooling tubes

Figur 19. Rekommenderat avstånd mellan frysslanger.

Recommended freeze tube spacing.



Figur 20. Energiförluster till det omgivande berget och det ventilerade brytningsrummet.

Energy losses to the surrounding rock and the ventilated stope.

DRIVNING AV VÄGTUNNEL UNDER HVALFJÖRÐUR - En bergmekanisk sammanfattning

Excavation of a sub sea road tunnel at Hvalfjörður - conclusions on rock mechanical aspects.

Arvid Taube, Fossvirki

Johan Brantmark, KTH, Skanska Teknik AB

Håkan Stille, KTH

1. INLEDNING

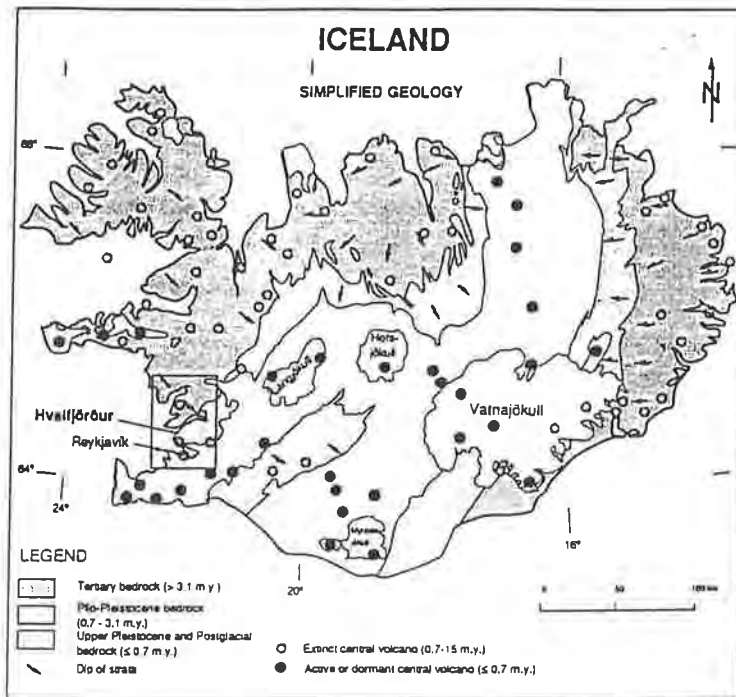
I syfte att korta resvägen mellan Reykjavik och Akranäs på Island med ca 7 mil har det privata bolaget Spölur ansökt om, och erhållit kocsession för en vägtunnel under Hvalfjörur, norr om Reykjavik.

Skanska har, i samarbete med Isländska Ístak och Danska Pihl & Søn bildat Fossvirki SF som fått kontrakt på att genomföra bygget som ett totalåtagande till fast pris, där konsortiet tar på sig hela ansvaret från detaljprojektering till en nyckelfärdig produkt. Isländska VST Consulting Engineering Ltd. har varit ansvariga för detaljprojektering av väg, emedan Skanska Teknik AB har genomfört projektering av tunneln.

Projektet är det första av sitt slag på Island då detta är den första vägtunnel som går under havet, vidare är denna vägtunnel större än vad som tidigare byggts. På grund av de uppenbara riskerna som förknippas med tunnlar som drivs under havet med ringa bergtäckning har projektet genomförts med utökade säkerhetsrutiner och med en designprocess där flexibilitet och beredskapen för oväntade händelser prioriterats.

I föreliggande artikel beskrivs inledningsvis projektet i stora drag. Den övergripande tillämpade design filosofin beskrivs, därefter behandlas de speciella designproblem som är förknippade med bergförstärkning i en tidigare okänd geologi med stundtals höga vattentryck. Vidare behandlas beräkningar och dimensionering av dränage i en bergmassa som utstrålar värme. Därefter behandlas produktionstekniska aspekter på tunneldrivning under hav. Här beskrivs system för försondering och erforderliga säkerhetsåtgärder. Avslutningsvis sammanfattas artikeln med slutsatser.

Genomförandet av entreprenaden har gått mycket bra med ett färdigställande av bergarbetena 8 månader före tidplanen. Antalet injekteringsskärmar har varit mindre än förväntat och bergförhållandena bättre än prognosticerat. Sammantaget har detta medfört att produktionen har kunnat bedrivas med få störningar och getts möjligheter till intrimning av organisationen.



Figur 1.1: Schematisk geologisk karta över Island med Hvalfjörður inlagt.
Schematic geological map of Iceland.



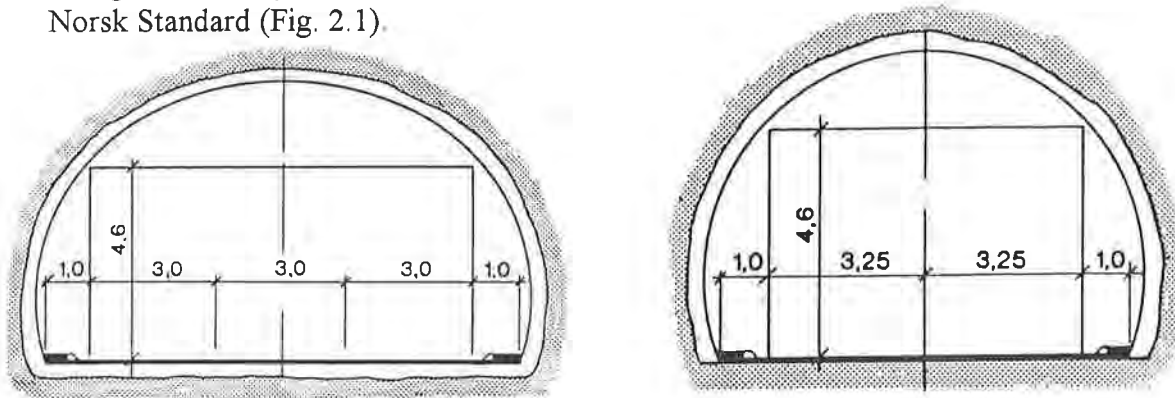
Figur 1.2: Schematisk geologisk karta över Hvalfjörður-området.
Schematic map of Hvalfjörður area

2. PROJEKTBESKRIVNING

2.1. Allmän Projektbeskrivning

Hvalfjörðurtunneln är 5,6 km lång varav 4 km är belägna under vatten. Lägsta punkten är 165 meter under havsytan, och tunneln har här ca 40 meters bergtäckning (Fig. 1.1, 1.2). Projektet finansieras genom vägavgifter och ägs av Spölur som är ett privat bolag med främst industirella intressen. Designen för projektet har utförts helt enligt Norsk Standard.

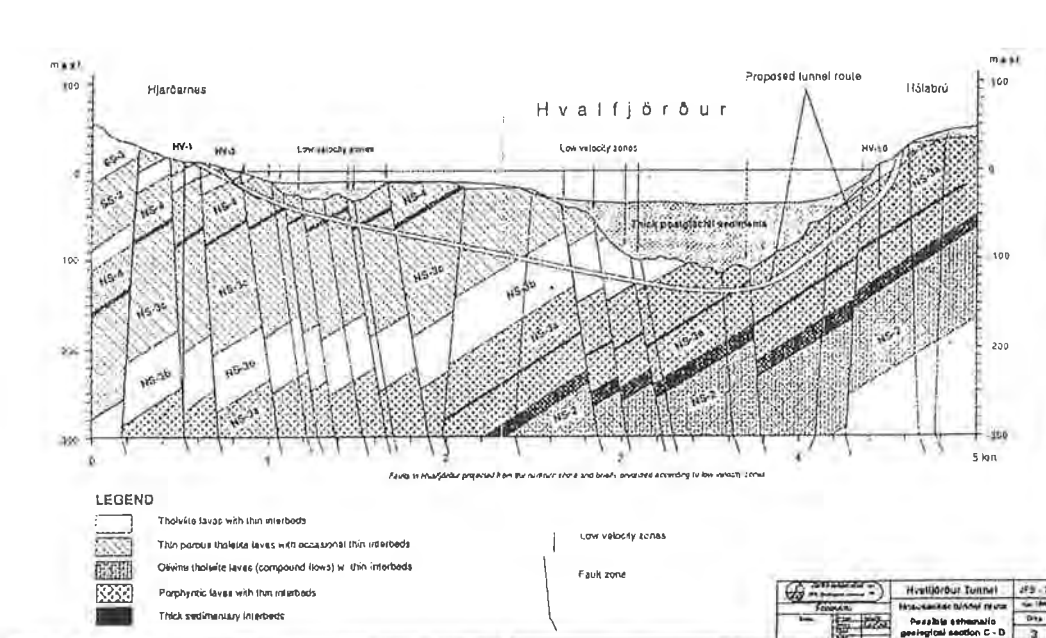
Norra delen av tunneln stiger med 8% medan södra sidan stiger mellan 4% och 7%. På norra sidan har därför tunneln 3 fält, varav en fil är stigningsfil. På södra sidan är tunneln 2-filig. Den trefiliga delen av tunneln har inrymts i profil T11 och den 2-filiga i T8.5 enl. Norsk Standard (Fig. 2.1).



Tunnelprofil T11

Tunnelprofil T8,5

Figur 2.1 Två tunnelprofiler har använts, T8.5 och T11 enligt Norsk Standard
Two profiles was used for the tunnel, T8.5 and T11, in accordance with Norwegian standard



Figur 2.2 Profil längs Hvalfjörður tunneln
Profile along the Hvalfjörður tunnel

2.2. Islands geologi och geologiska risker

2.2.1. Utförda förundersökningar

Förundersökningarna koncentrerades främst på att undersöka vilka berartstyper som kunde förväntas i tunneln, de olika lagrens bergkvalitet, bergets hydrauliska egenskaper, förväntade svaghetszoner och bergytans nivå under havet. Förundersökningarna under havet bergränsades av praktiska och kostnadsmässiga skäl till geofysiska, indirekta metoder vilket givetvis ökat osäkerheterna i projektet.

De initiella bergartsgeologiska undersökningarna har utförts dels som ytkarteringar i avsikt att korrelera basaltserierna på ömse sida av fjorden dels som kärnborrning på den södra stranden. Kärnborrning har utförts som två vertikala hål och ett avlänkat hål 208 m in under fjorden. Efter entreprenadens påbörjande kompletterades den med ett vertikalt kärnborrhål på den norra stranden. Kärnborrhålen har förutom sedvanlig kärnloggning även vattenförlustmätts och testats med avseende på vattenkvalitet och temperaturgradient /1/. Det hydrogeologiska materialet indikerade att bergmassan var relativt tät medan eruptivgångar och förkastningar kunde föra stora mängder vatten. Man kunde vidare konstatera en svag förhöjning av den geotermala gradienten mot normala förhållanden. Temperaturer på upp till 26° kunde förväntas men det fanns en risk för temperaturer mellan 40 och 50°C. Generellt förväntade man sig att grundvattnet skulle vara av geotermalt ursprung men att saltvatteninfiltration skulle kunna ske där bergtäckningen var liten.

De geofysiska mätningarna har dels utförts som refraktionsseismik dels som reflektionsseismik under havsbotten. Resultaten från undersökningarna låg dels till grund för bestämningen av bergytans läge dels till grund för uttolkningen av förkastningars och svaghetszoners läge. Den uppgivna feltolerensen för den reflektionsseismiska undersökningen är ± 5 m. Man bör dock observera att begränsningar i upplösning och risk för sidoreflektioner medför att de djupare delarna av trånga "raviner" ej säkert framträder. De refraktionsseismiska undersökningarnas värde begränsas av att enbart större förkastningszoner med uppsprucket sidoberg framträder och av svårigheten att särskilja vertikala strukturer från i dagen gående berglager med låg gånghastighet.

På basis av kärnborrningar, refraktionsseismik och ytkarteringar runt fjorden upprättades en grov prognos över förväntade bergartstyper och förkastningar. Prognosen hade ett begränsat värde för de delar av tunneln som var under fjorden eftersom förkastningarnas språng, exakta läge och egenskaper inte var fullständigt kända.

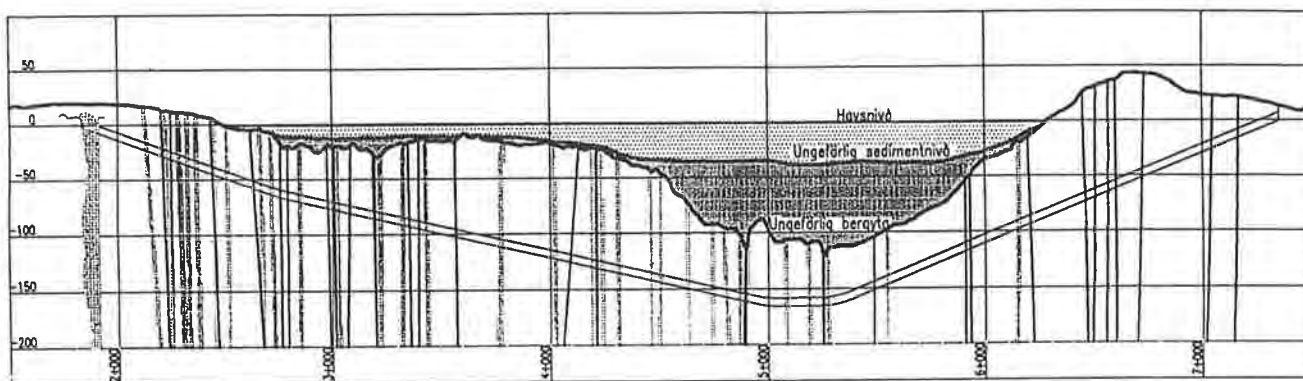
2.2.2. Geologisk beskrivning

Berggrunden i Hvalfjörðuområdet består liksom stora delar av Island av platåbasalt serier. Berget är mellan 2.8 och 3.3 miljoner år. Tunneln ligger ca 35 km SV om spridningszonen där aktiv vulkanism och jordskalv kan förekomma (se fig 1.1, 1.2, 2.2). Området i Hvalfjörður betraktats som seismiskt inaktivt. Vissa av förkastningarna har dock reaktiverats isostatiskt under den snabba avsmältningen efter den senaste istiden.

Basaltlagren består generellt av en kristallin kärna med en topp och bottenscoria bestående av järnoxiderad slagg och aska. I den kristallina kärnan finns vertikala kylsprickor bildade vinkelrät mot lagrens stupning medan scorien ofta är sprickfri. Kylsprickorna är sällan uthålligare än 2-5 m. Basaltlagren i området stupar 6-10° mot SO

. Lagren tunnas ut och blir mer porösa och scorösa i stupningsriktningen. Basallagren kan vara mellanlagrade av sedimentärt berg med mäktigheter som varierar mellan några centimeter och flera meter. Vissa sedimentära lager har stor utsträckning.

Berggrunden i Hvalfjörður är normal förkastad i två system med stupningar mellan 70° och 90°, ett äldre med strykning NO-SV längs fjorden och ett yngre NV-SO tvärs fjorden. Förkastningarna längs fjorden bildar horstar och gravsänkor med språnghöjder varierande mellan någon meter och 50 m (se fig 2.3). Dessa förkastningar uppträder i genomsnitt var 100:e m. I anslutning till vissa av förkastningarna förekommer breccior med mäktigheter som varierar mellan någon decimeter och 2-3 meter.



Figur 2.3: Karterade förkastningar med språng större än 5 m och eruptivgångar mäktigare än 3 m

Mapped faults with a vertical throw of minimum 5 meter and dikes with a thickness greater than 3 m.

Förkastningarna tvärs fjorden har en lägre frekvens och språnghöjder på upp till några meter och består av väl definierade plan. En av dessa förkastningar har påträffats under fjorden. De NO-SV förkastningarna i den södra delen av tunneln tillhör samma förkastningssystem som den utslocknade Kjalarnes centralvulkan, belägen 5 km SV om tunneln (se Fig 1.2). I anslutning till denna har intrusiva bergarter trängt upp i förkastningarna som eruptivgångar med en mäktighet på upp till 10 m och som 0.1-1 m mäktiga lager-gångar. Eruptivgångarna uppträder i genomsnitt var 50:e m i den södra delen för att uppträda ca var 200:e m i den norra delen av tunneln. Parallellt med gångar och förkastningar finns uthålliga, nära vertikala, tektoniska sprickor.

Bergspänningsmätningar har utförts i olika delar av Island. Dessa visar på ett gravitativt spänningstillstånd med en svag överlagrad horisontalspänning på ca 1-2 MPa. σ_1 är generellt orienterad i ca N40°E dvs längs spridningszonen medan σ_2 som är något mindre är orienterad tvärs. Det kan antagas att bergspänningarna i Hvalfjörður tunneln är i samma storleksordning, dvs att största huvudspänningen är i intervallet 1-2 MPa och orienterad tvärs tunneln.

Fjorden har sin djupaste del i norr med ett största djup av 80 m tjocka sediment vilka enbart är kända från den reflektionsseismiska undersökningen (Fig. 3.2).

Undersökningarna indikerar att sedimenten består av en blandning av relativt väl konsoliderad moränsand och postglaciala leror med låg permeabilitet.

2.2.3. Bergmassans egenskaper

Berartstyperna i tunneln varierar starkt i egenskaper. Ofta förekommer att man har flera lager i tunneln, s.k. "mixed face conditions". En grov klassindelning av de förekommande lagertyperna med beskrivning av egenskaper och grovt bestämd hållfasthet är redovisad nedan:

Porfyrisk basalt: Lagertjockleken varierar mellan 5 och 10 m. Basaltens kristallina kärna är storblockig och har en hållfasthet mellan 100 och 200 MPa. Kylsprickorna är väl utbildade, släta till ojämna och undulerande med ca 0.1-2 mm hård ler- kalcit- eller zeolit- fyllning. Kylsprickorna stupar 80° till 90°. De övre och undre delarna av basaltkärnan kan vara horisontellt flödesskiktad i 1-2 m tjocka skivor. Topp- och botten-scorian är ca 0.1 till 1 m tjock med en relativt god tryckhållfasthet, ca 25-75 MPa.

Tholeitisk kristallin basalt: Lagren är mellan 2 och 5 m mäktiga. Basaltens kristallina kärna är generellt medelblockig och har god hållfasthet. Kylsprickorna är ofta släta till ojämna och svagt undulerande med en stupning mellan 80° och 90°. Sprickorna är fyllda med 0.1-2 mm hård lera, kalcit eller zeoliter. Basalten är ofta horisontellt flödesskiktad i 0.3-1 m tjocka skivor. Topp- och botten-scorian varierar mellan 0.5 och 1 m mäktighet. Scorian hllfasthet är mellan 10 och 50 MPa. Fläckvis kan scorian vara dåligt konsoliderad med lägre hållfasthet.

Blåsig scoriös- och spatter- basalt: De 1-3 m tjocka basaltlagren av centralvulkan typ saknar ofta kristallin kärna och är blåsiga. De kan vara pyroklastiskt bildade och innehålla tuffskikt. Berget är ofta horisontellt skiktat och medelblockigt med svagt utbildade råa kylsprickor. Uthålliga släta kylsprickor är ofta lerfyllda med sprickvidder upp till 2 mm. Tuff i bergmassan kan vara leromvandlad. Hållfastheten varierar mellan 15 och 75 MPa. Scoria saknas eller är mycket tunn. Lagren är ofta genomskurna av kristallina lagergångar.

Siltsten och sandsten: Siltstenslagren vilka bildats av asklager är upp till 1 m tjocka. Lagren har en hållfasthet mellan 5 och 80 MPa. Bergartens draghållfasthet är ofta låg. Vissa av siltstenarna vittrar snabbt i kontakt med luft och vatten beroende på till svällande lermineral omvandlade tuffinslag. Siltstenarna är oftast sprickfria.

Konglomerat: Lagren varierar i tjocklek mellan några cm och 8 m. Hållfastheten varierar mellan 50 och 100 MPa. Kornen, silt till fingrus, är väl cementerade men har låg draghållfasthet. Lagren är svagt skiktade och generellt sprickfria. Tektoniska sprickor förekommer med ca 3-5 m sprickavstånd.

Förkastningsbreccia: Breccian förekommer vid kontakten med eruptivgångar och förkastningar. Breccian kunde ha en mäktighet på upp till 2 m. Breccian kan bestå av basaltfragment, sedimentberg och mjuka leror. Lerorna kan vara svällande.

Lagren i den norra delen av tunneln ned till den djupaste delen består i huvudsak av

porfyriskas basalter och mäktiga sandstenar och konglomerat medan lagren i den södra delen består till största delen av tunna tholeitiska basalter med 1-2 m tjocka scorialager eller av spatter-, scoriös- basalt. I den södra delen är ofta basalterna mellanlagrade av tunna siltstenslager vilka nedsätter bergmassans hållfasthet.

2.2.4. Hydrogeologiska och geotermala förhållanden vid Hvalfjörðurtunneln

Stora delar av berggrunden på Island är mycket permeabel. Grundvattenbildningen av termalt vatten sker under de stora glaciärerna och i inlandet upp till 150 km från de geotermala källorna. Flöde av grundvatten sker i huvudsak efter zoner parallella med spridningszonen. Erfarenheterna från såväl borrhningar efter geotermalt vatten som från tunneldrivning på Island visar att vatten främst uppträder:

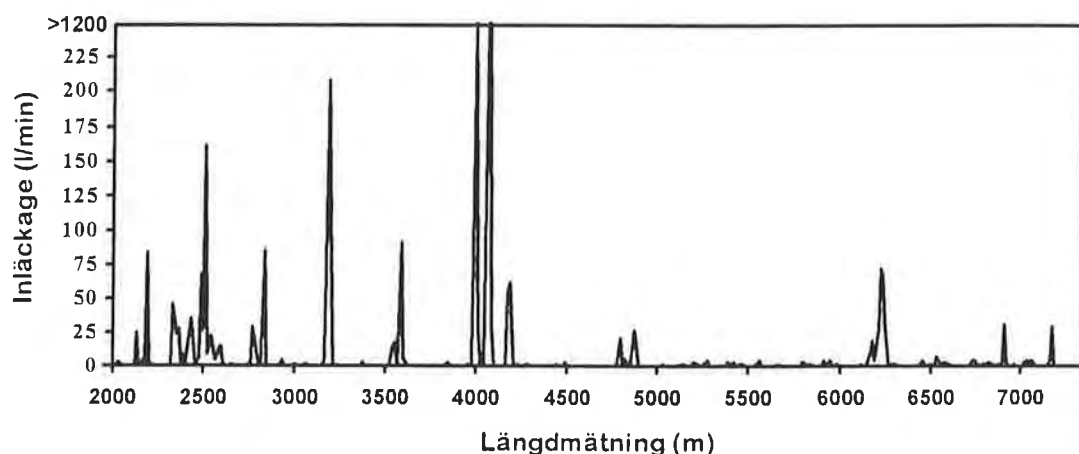
- I ofta öppna kylsprickor i eruptivgångarnas kontakter
- Längs förkastningar
- I horisontella kylsprickor och kontakter mellan basaltlager
- Längs basaltlager med öppna vertikala kylsprickor

Vid korsningar mellan eruptivgångar och förkastningar kan kanaler förekomma vilka lokalt kan leda mycket vatten /2/. Scorialager och det sedimentära berget är generellt tätt. Berggrunden i Hvalfjörðuområdet innehåller stora mängder sekundära mineral som leror, zeoliter och kalcit vilka cementerat kylsprickorna och minskat basaltlagrens permeabilitet (se tabell 2.1).

Tabell 2.1: Sammanfattning av resultat från vattenförlustmätningar vid kärnboring

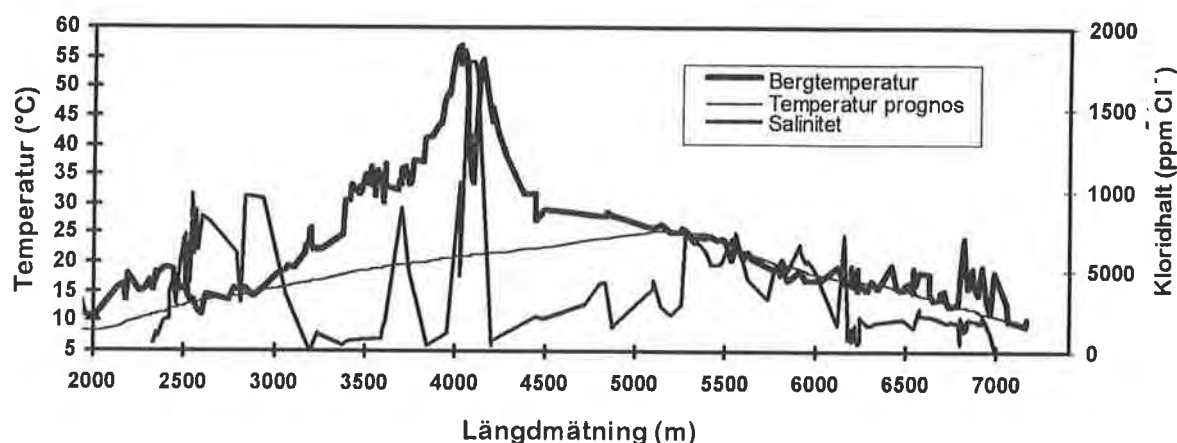
Lagertyp	Lugeon	
	min	max
Porfyrisk basalt	0.00	0.50
Tholeitisk basalt	0.20	0.20
Basalt av centralvulkantyp	0.20	4.00
Eruptivgångar	7.00	8.00
Förkastningar	7.00	55.00

Resultaten från tryckkuppbyggnadstester visar att bergmassans transmissivitet varierar mellan 10^{-7} och 10^{-8} m²/s medan den lokalt över förkastningar och eruptivgångar kan variera mellan 10^{-6} och 10^{-3} m²/s med stora inläckage som följd. I fig 2.3 redovisas uppmätt inläckage från sonderingshål före injektering. Det totala inläckaget i tunneln efter injektering är 6.3 l/min och 100 m mot föreskrivna 30 l/min.



Figur 2.3: Inläckage före injektering från 4 sonderingshål.
Water inflow from 4 probe holes prior to grouting

Grundvattnets salthalt växlade längs tunneln. Vid strandzonerna (2+500 till 2+700 och 5+700 till 6+200) där sedimentlagren var tunna och bergtäckningen liten skedde en infiltration av havsvatten med ökad salthalt och minskad temperatur som följd. I områden med stor bergtäckning och tjocka sedimentlager var salthalt och temperatur svagt förhöjd för att kraftigt förändras i anslutning till vattenförande sprickor.



Figur 2.4: Uppmätt temperatur och salthalt i sonderingshål.
Measured temperature and salinity in probe holes

På den norra sidan stämde prognoserna mycket väl medan en geotermal anomali med temperaturer på upp till 58°C och salthalter i nivå med havsvatten påträffades på den södra sidan vid 4+000 (se fig 2.4). Den geotermala akviferen stod i kontakt med tunneln genom en förkastning och en eruptivgång med mycket hög konduktivitet.

Vid sonderingsborrning uppmättes mellan 1200 och 2500 l/min av 58° varmt vatten. Vattenströmningen skedde i väl definierade kanaler längs sprickorna som varierade i tjocklek mellan 3 och 11 cm. I vänstra väggen var sprickorna lerfyllda och de gav då 1-5 l/min, hål, emedan de var helt öppna i högra delen av tunneln och gav då 800-900 l/min, hål. Den geotermala akviferen tros kunna stå i förbindelse med de geotermala områdena i Reykjavik, 15-18 km bort, och påverkas av grundvattensänkningar förorsakade av varmvattenpumpningarna med inträngning av kallt havsvatten som följd [3].

2.3. Klassificeringsmetoder

Före arbetena påbörjades upprättades en detaljerad arbetsbeskrivning för kartering, klassificering och förstärkningsdimensionering i samarbete mellan designer och entreprenör. Under drivning karterades och klassificerades varje nysprängd salva och en kortfattad ingengörsgelogisk beskrivning av lagren, dess hållfasthet och dess sprickor upprättades. I samband med kartering togs regelmässigt prover på lerornas svällande egenskaper. Varje lager Q-klassificerades individuellt och erforderlig förstärkning för tak och väggar bestämdes vid stuf på basis av kartering och upprättade förstärkningsritningar. Dimensionerande var normalt det sämsta lagret. Vid de tillfällen man hade tunna (5 cm-0.5 m) sedimentlager av sämre kvalitet behandlades de som strukturer och Q-värdet för nedanförliggande lager kunde reduceras med SRF (stress reduction factor). Vattenparametern J_w satts till 1 vid klassificeringen då berget var injekterat eller torrt och fall med höga porvattentryck behandlades separat.

Vid tidigare drivning av tunnlar på Island har Q-systemet tillämpats vid klassificering. Erfarenheterna visar att basalterna ofta är stabilare än vad klassificeringen indikerar. Kylsprickorna är slumpmässigt orienterade över större områden medan man över mindre områden ofta kan urskilja flera spricksystem. Kylsprickorna är nära vertikala, ofta diskontinuerliga och undulerande vilket samman med horisontalspänningarna medför att enstaka block låses och antalet spricksystem inte är den mest kritiska parametern för stabiliteten. Scoria och sediment har en lägre hållfasthet (5-30 Mpa resp 10-50 MPa, lokalt ännu lägre) och de är ofta relativt sprickfria. Vid klassificering av bättre scoria-sediment- berg kan Q-värdet bli mycket högt och vid sämre mycket lågt då sprickighet och konsolidering ges en stor vikt vid klassificeringen. För att komma till rätta med dessa problem har man vid tidigare projekt på Island gjort smärre modifikationer i Q-systemets tillämpning./4/.

3. DESIGN FILOSOFI

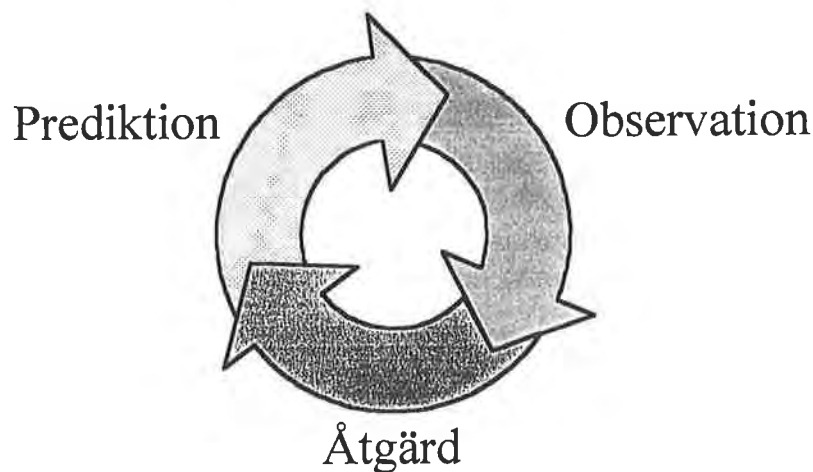
3.1. Allmänt

Vid drivning av tunnel under så komplexa förhållanden som vid Hvalfjörður så krävs en flexibel design och ett nära samarbete mellan designer och entreprenör. Därför har filosofin för active design tillämpats vid Hvalfjörðurprojektet, vilket innebär att designen utförs i tre steg som repeteras igenom byggprocessen. Dessa tre steg benämns "Prediktion", "Observation" och "Åtgärd" (Figur 3.1). I detta kapitel beskrivs hur arbete har lagts upp i Hvalfjörður projektet.

För att förbättra prediktionen och för att säkrare kunna utföra arbetet genomfördes en riskanalys. Syftet och målet med denna analys var att identifiera tänkbara geologiska och organisatoriska risker av sådan art att de hotade projektets färdigställande. Vidare syftade arbetet med riskanalysen till att höja medvetenheten om möjliga problem och faror hos de som var inblandade i projektet. Resultaten med analysen har tidigare presenterats på Bergsprängningskonferansen 1997. I denna del ges därför endast en sammanfattning av erhållna resultat och en beskrivning av hur detta arbetet varit en del i arbetet med active design.

3.2. Active design process vid Hvalfjörður

För att möta behovet av en flexibel design som kan anpassas efter rådande bergmekaniska förhållanden har principen för "active design" använts. Denna kan beskrivas av tre faser som återupprepas efter varandra. I det följande beskrivs dessa faser. Genom att strikt tillämpa denna process har projektet kunnat genomföras med en hög grad av säkerhet. Kontakterna mellan inblandade parter har varit god och entreprenör och projektör har kunnat samverka mot lösningar med en hög grad av samsysn.



Figur 3.1 Aktive design utförs i 3 steg, Prediktion, observation, åtgärd
Active design is carried out in 3 stages, Prediction, observation, and measures.

Prediktion

Prediktionsfasen startar i samband med att förundersökningarna sätter igång. Denna fas fortsätta då Fossvirki får kontraktet och Skanska Teknik påbörjar detaljprojekteringen. I projekteringsarbetet innebär detta konkret att förundersökningen studeras, och sammanställs. Ur resultatet identifieras tänkbara geologiska scenarier. Därefter upprättas en första revision av förstärknings och injekterings-ritningar. Vidare upprättas även ett sonderingsprogram och nivån på erforderlig beredskap för geologiska faror bestämmas. De förutsägelser om temperaturutvecklingen längs tunneln som tagits fram av Isländska geologer studeras och accepteras som en första uppskattning. I denna fas fastställs även larmnivåer för de observationer som skall göras.

Observation

Två typer av observationer görs löpande av Fossvirki's geologer under projektets gång. Dels utförs kartering av varje stuff och sonderingar i vilka temperaturens utveckling, vattentryck, vattenmängd och vattnets kemiska egenskaper studeras, dels utförs stabilitetsövervakning. Då tunneln betongsprutas i sin helhet utgörs stabilitetsövervakningen till stor del av visuella observationer av betongens och bultarnas kondition. Vissa deformationsmätningar görs också.

Åtgärder

Vid regelbundna revisioner träffas beställare, designer och entreprenör och utför design revisioner. Vid dessa tillfällen utvärderas de gjorda observationerna och eventuella revisioner av ritningar och prediktioner fastställs och nya larm gränser fastställs. Löpande under produktionen jämförs gjorda observationer med de fastställda larmnivåerna, vid larm underrättas designern och åtgärder vidtas omedelbart.

Även tillämpningen av Q-systemet reviderades. För att få en för byggherre, designer och entreprenör gemensam och likartad bedömningsgrund sammanställdes erfarenheterna efter 2 månaders drivning och upprättades det gemensamma riktlinjer för Q-klassificeringen. Riktlinjerna utgjordes av en generell bergartsbeskrivning med ett spann av parametrar i Q-systemet som kunde användas vid normala förhållanden. Dessa

riktlinjer inarbetades i arbetsbeskrivningen och kom samman med smärre modifikationer under arbetets gång att ligga till grund för Q-klassificeringen.

3.3. Riskanalys

En väsentlig del i prediktionsfasen för ett så komplext projekt som Hvalfjörður är identifieringen av de faror som är av sådan karaktär att de kraftigt kan försena eller helt stoppa projektet. Dessa faror kan ha geologiskt så väl som organisatoriskt ursprung. För att optimera arbetet och för att kunna genomföra det så säkert som möjligt genomfördes därför en riskanalys i början av projektet. Arbetet genomfördes av en grupp om tre personer som var helt oberoende från såväl designer som entreprenör. Detta för att en så neutral bild som möjligt skulle kunna erhållas. Arbetets uppläggning och resultat har tidigare beskrivits på Bergsprängningskommittens diskussionsmöte 1997 /6/, i det följande ges därför endast en sammanfattning

Uppläggning och genomförande

Arbetet genomfördes i tre faser. I den första fasen studerades tillgängligt geologiskt material, en preliminär geologisk modell identifierades och "möjliga geologiska faror" identifierades i en brains-torming session. Mot bakgrund av de identifierade "möjliga geologiska farorna" genomfördes i fas 2 en kompletterande informationsinsamling. I denna fas ingick platsbesök och samtal med olika experter, entreprenören och designer. I slutet av fas 2 reviderades listan över "möjliga geologiska faror" och "troliga geologiska faror" kunde identifieras.

I den tredje och avslutande fasen studerades vilka indikatorer i tunneln som förväntas varna för de tänkbara farorna. Dessas indikatorer låg därefter till grund för val av det sonderingsprogram som använts i tunneln. Parallellt med detta arbete studerades vilka krav på beslutsvägar som de troliga farorna ställer och på vilken nivå olika beslut bör fattas. Denna fas resulterade i en syntes där rekommendationer och sonderingsprogram, larmnivåer och förslag på beslutsvägar gavs.

Resultat

Ett konkret resultat som studien gav var att stora vattenflöden förväntas utgöra den största faran. Vattenflöden ansågs möjliga i form av havsvatten som transporteras i vertikala kanaler direkt från havet men också som geotermalt vatten från djupare liggande akvifärer. Det konstaterades vidare att oavsett vattnets ursprung kan ett stort vattenflöde förväntas indikeras av ändringar i bergmassans temperatur, pH, salthalt och tryck. Därför rekommenderade ett sonderingsprogram som speglar dessa fyra faktorer. Andra tänkbara faror som exempelvis stora mängder gas bedömdes som så otroliga att de ej behandlades vidare.

Under arbetet med riskanalysen var engagemanget stort från alla inblandade parter. Detta gjorde att medvetenheten om, och arbetet med att minimera geologiska risker fick stort genomslag redan under arbetets gång. Därigenom blev alla resultat och rekommendationer väl förankrade i platsorganisationen varför resultatet från riskanalysen fick stort genomslag.

4. DESIGNASPEKTER

4.1. Bergförstärkning

4.1.1. Allmänt

I de tekniska specifikationerna för projektet står angivet att bergförstärkning skall utföras ”...consistent with the Q-system for rock mass quality and coherent required support.” Då Q-systemet till stor del baseras på erfarenheter från Norge, och då informationen bakom Q-systemet visar stora variationer i förstärkningsbehov från tunnel till tunnel så användes ej Q-systemet helt okritiskt som bas för förstärkningsbehovet. I stället genomfördes även designen av bergförstärkning i enlighet med processen för active design.

I ett första steg identifierades en rad geologiska scenarier som definierar förstärkningsbehovet. Därefter beräknas en förstärkning för de olika scenarierna, slutligen beräknas ett Q-värde för de olika geologiska scenarierna och den beräknade förstärkningen jämförs med de föreskrivna av Q-systemet.

4.1.2. Geologiska scenarier och beräknad bergförstärkning

Geologiska scenarier och förstärkningsklasser

Vid Hvalfjörður identifierades tidigt tre huvudtyper av förhållanden; ”mixed face conditions”, ”krosszon i anslutning till förkastning”, och ”dikes”.

I den lagrade geologi som finns på Island kommer en betydande del av tunneldrivningen att utföras i ”mixed face condition” vilket betyder att delar av fronten består av mycket bra och hård basalt, medan delar består av mjuka lätt vittrade bergarter. Dessa förhållanden kan variera från mycket bra till dåliga. För att klara kravet på flexibilitet i förstärkningen så genomfördes därför en separat klassificering av vägg och tak. Bergmekaniskt kan dessa förhållanden betraktas som standardmässiga, och när väl ett system för klassificering var etablerat så orsakade dessa förhållanden inga svårigheter.

I anslutning till förkastningar kan ett mer uppkrossat bergmaterial förväntas med låghållfasthet och riklig vattenföring. Utsträckningen av denna typ förhållanden förväntades vara ringa, varför viss stabiliserande effekt kan förväntas från angränsande bergmassor.

Dikes, eruptivgångar, förväntades förekomma frekvent och bestå av två zoner. En uppkrossad randzon och en kompetent och hård kärna. Inga problem med stabiliteten förväntades här dock höga vattenflöden.

I extrema fall var det tänkbart att större mängder aska eller att mycket tjocka lager av dålig scoria skulle påträffas i tunneln. Detta skulle innebära att tunneln skulle drivas genom längre sträckor av mycket dåligt berg.

För att hantera dessa scenarier etablerades 5 bergklasser, klass 1-5, där 1 motsvarar det bästa berget. Klass 1-3 motsvarar berg med kvalitet $Q > 0,1$ och förväntades motsvara förhållandena i ”mixed face conditions” och ”dikes”. Klass 4 delades upp i två underklasser, a, b. Där 4a var giltigt för krossat berg med begränsad utsträckning och 4b för krossat eller mycket dåligt berg med stor utsträckning. Bergklass 5 var tänkt för

mycket dåligt konsoliderat och uppkrossat berg, ev i kombination med stora kvantiteter vatten. Beräknad förstärkning för olika scenarier framgår i Tabell. 4.1

Tabell 4.1: Bergklasser med tillhörande förstärkning (profil T8.5)

Bergklass	Typiskt Q-värde	Tak	vägg
1	$Q > 4$	Selektiv bultning Oarmerad sprutbetong 40 mm	Selektiv bultning Sprutbetong 30 mm
2	$1 < Q < 4$	Ingjuten bult, c/c=2,2 m, l=3m Oarmerad sprutbetong 60 mm	Selektiv bultning Sprutbetong 60 mm
3	$0,1 < Q < 1$	Ingjuten bult c/c=1,7m, l=3m Fiberarmerad sprutbetong 80 mm med täckskikt 20 mm	Ingjuten bult c/c 2m, l=3m Fiberarmerad sprutbetong 80 mm Täckskikt 20 mm
4a	$Q < 0,1$ Zon < 4m	Ingjuten bult c/c=1,5m, l=4m Fiberarmerad sprutbetong 130 mm med täckskikt 20 mm (spiling)	Se tak
4b	$Q < 0,1$ Zon > 4m eller högt vatten- tryck	Ingjuten bult c/c=1,5m, l=4m Fiberarmerad sprutbetong 130 mm med täckskikt 20 mm Sprutbetongbåge (t=100mm, c/c 2m) Gjutet golv spiling	Se tak
5	$Q < 0,1$ eller högt vatten- tryck	Samma som 4b. Dessutom gjuten betonglining till totalt 450 mm. 300 mm gjutet golv spiling	Se tak

Effekt av höga vattentryck

I den klassificering som användes vid Hvalfjörður har faktorn för vattentryck (j_w) satts till ett. Istället har vattentryck betraktats som ett speciellt lastfall vilket kräver sin egen design. Det scenario som då betraktats är att stora tryck byggs upp bakom ett lager av tät scoria med dålig hållfasthet. Scoria kan då brista med ett större ras som följd.

För att undvika detta så mättes vattentrycket i sonderingshålen, och då vattentrycket översteg 0,25, 0,5 eller 1,0 MPa vidtogs åtgärder i form av utökade observationer eller förhöjd förstärkningsklass i enlighet med Tabell 4.2

Tabell 4.2 Åtgärder vid uppmätt höga vattentryck

Portryck (MPa)	Förstärkningsklass 3	Först. klass 4a,b	Förstärkningsklass 5
$0,25 < u < 0,5$	Extra stabilitetsövervakning	Extra stabilitetsövervakning.	Extra stabilitetsövervakning
$0,5 < u < 0,75$	Förstärkningsklass 4a skall användas. Extra stabilitetsövervakning.	Förstärkningsklass 5 skall användas. Extra stabilitetsövervakning.	Ytterligare förstärkning och armering skall användas. Extra stabilitetsövervakning.
$0,75 < u < 1,0$	Förstärkningsklass 4b skall användas. Extra stabilitetsövervakning.	Ytterligare förstärkning och armering skall användas. Extra stabilitetsövervakning	Ytterligare förstärkning och armering skall användas. Extra stabilitetsövervakning

Fält erfarenheter

Berget hade generellt god stabilitet och krävde relativt litet förstärkningsåtgärder. Svårare partier som gick under förstärkningsklass 4B påträffades aldrig och arbetena kunde bedrivas utan problem. En viss erfarenhetåterkoppling kunde göras. Vissa av erfarenheterna som erhöles diskuterades gemensamt av berörda parter och kunde omsattas i såväl ritningsrevisioner som ändringar i tillämpning av design. En sådan revision var att ströbultning skulle kunna tillämpas i bättre partier av klass 2. En av tillämpningarna var att mittområdet i taket bultades glest eller ströbultades medan anfangen- övre delen av väggen bultades systematiskt. De vertikalt uppspruckna basaltlagren var stabila i taket men kunde vara potentiellt instabila i anfang. Var berget horisontellt uppsprucket eller genomskuret av siltstenslager uppstod platta tak respektive trappstegsformade anfang. I många fall krävde även Scorian, som oftast klassades till bergförstärkningsklass 2, en utökad bultförstärkning i anfang. Till skillnad från basalterna förstärktes den däremot som helhet alltid med systematisk bultning.

I de flesta fall klass 3 förhållanden uppstod förorsakades de av siltstenslager med mäktigheter på mellan 0.5 och 2 m eller konglomerat/sandstenar. Siltstenarna rasade eller skrotades oftast ned och förstärkningen fick inriktas på att hålla kvar anfang och underliggande bergskivor. Konglomeraten och Sandstenarna som var upp till 8 m tjocka stod oftast vid borrhning men spjälkades upp längs lagringsplanen i 0.2 - 1 m tjocka skivor. Förstärkningen fick inriktas på att successivt borra upp och bulta salvan med direktverkande bult. I delar av detta berg utökades förstärkningen med bergband. Klass 3 berg uppstod även i form av korta sträckor när förkastningar och krossade eruptivgångskontakter passerades. Vid de tillfällen 1-2 m breda förkastningsbreccior och kraftiga lerskölur påträffades förstärktes berget som klass 4A.

Vid de tillfällen man stötte på klass 3 och 4 berg borrades förlängda bulthål som sonderinghål för porvattentrycksmätningar. I de flesta fall var hålen torra och gjöts igen. Vatten med 10 bars tryck påträffades i ett av fallen. 5 och 12 m från den största förkastningen i området uppmättes detta tryck både på 5 och 3 m djup i två hål. Tryckmätningarna visade ingen märkbar reduktion av trycket trots att fronten avancerat

upp till 160 m från observationshålen. Bergetmassan som var en blåsig scoriös basalt och scoria, som var klassificerat till förstärkningsklass 2 bedömdes normalt kunna ta upp vattentrycken men som extra säkerhetsåtgärd sattes konvergensmätningar och tyngre primärförstärkning in. I samband med att slutförstärkningen, klass 4A med insprutade ribbor av bergband, påbörjades kunde det konstateras att inga konvergenser skett.

4.2. Bergförstärkningsmetoder

Erforderlig förstärkning bestämdes på basis av förstärkningsritningar och kartering av ingenjörsgologen i samråd med produktionspersonalen vid stuff, varvid permanentbultningen utfördes direkt i samband med salvborrning. I fall kompletteringsbultning krävdes utfördes den i samband med påföljande salva.

Bultningen utfördes normalt med $\phi 20$ mm slak ingjuten kamstålsbult med brickor. Bultlängden var normalt 3 m men vid sämre berg användes längder på upp till 5 m. Bultmaterialet var dubbelt rostskyddat (Örsta combicoat) med $70 \mu\text{m}$ varmförzinkning och $60\text{-}80 \mu\text{m}$ epoxylack. Bultarna gjöts in med ett Isländskt snabbhärdande bultbruk, Semkis, vilket efter 4 timmars brinntid hade en hållfasthet större än 20 ton/m . Vid de tillfällen direktförankring krävdes användes Örsta CT bult vilken ingjöts direkt efter montering.

Betongsprutningen utfördes som primärförstärkning av främst tak i samband med drift och som sekundärförstärkning efter genomslag. Primärförstärkningen tillgodoräknades som slutförstärkning. Normalt användes oarmerad betong men vid förstärkningsklass 3-4 och i områden där dålig vidhäftning kunde förväntas användes en tillsats av 50 kg stålfiber per m^3 . Betongen tillverkades i egen station på den södra sidan och köptes från en betongstation på den norra sidan.

Erfarenheterna under drivning visade att taken normalt krävde insprutning var 2:a till var 4:e salva. Berget var normalt svårskrotat på grund av låsning mellan blocken men kunde bomma upp med mindre blockutfall som följd. Detta i synnerhet när de tunna lerfilmerna i kylsprickorna blöttes upp i kontakt med vatten. Det sedimentära berget krävde normalt direkt insprutning då det annars förlorade hållfasthet vid kontakt med luft. I den södra delen av tunneln med något sämre berg sprutades 2 påslag i taket medan stora delar av den norra tunneldelen krävde 1 påslag. Efter drivning kompletterades väggar och tak till färdig tjocklek. Betongen härdades med vatten normalt två gånger per skift under framdrift och kontinuerligt under färdigsprutning. Vattenhärdningen fick dock utökas i de varma områdena.

4.3. Uppnådda resultat

Antalet bult som satts i de delar av tunneln som drivits ut efter standardsektionerna, T8.5 och T11, har sammanställts efter klassificeringen. Q-värdet för tak och antalet bult per meter tunnel över hela sektionen finns redovisade i tabell 4.3 och 4.4. Generellt har ca 70% av all bult satts i tak och ca 15 % i översta meter av väggen. De vertikala spricksystemen medförde att få ströbult krävdes i väggarna. I redovisningen finns även en jämförelse med angivna mängder i Q-systemet /5/ räknat för ca 12 m bultad omkrets i T8.5 och ca 15 m i T11 vilket grovt motsvaras av utförd bultning.

Tabell 4.3 Utförd bultning i södra delen av tunneln mellan km 1+938 och 4+940

Syd, Basalt av central vulkan typ och tunna tholeiitiska basalter.							
Klass	Q-värde		summa meter	summa bult	medel bult/m	Q-syst. /5/ bult/m	Section
	från	till					
4A	0.01	0.1	41.5	338	8.1	7.9-12	T8.5
3	0.1	0.5	170.5	818	4.8	5.6-7.9	T8.5
3	0.5	1.0	162.5	594	3.7	4.7-5.6	T8.5
2	1	4	2362	5793	2.5	3.2-4.7	T8.5
1	4	12	185.5	429	2.3	2.6-3.2	T8.5

Tabell 4.4: Utförd bultning i norra delen av tunneln mellan km 4+940 och 7+350.

Nord, Porfyrisk basalt och sedimentärt berg i klass 3-4A.							
Klass	Q-värde		summa meter	summa bult	medel bult/m	Q-syst. /5/ bult/m	Section
	från	till					
3	0.5	1	50	191	3.8	4.7-5.6	T8.5
2	1	4	219	706	3.2	3.2-4.8	T8.5
1	4	12	117	306	2.6	2.6-3.2	T8.5
4A	0.01	0.1	6	50	8.3	9.6-16	T11
3	0.1	0.5	116	630	5.4	6.9-9.6	T11
3	0.5	1	30	145	4.8	5.8-6.9	T11
2	1	4	1042	3342	3.2	3.9-5.8	T11
1	4	12	566	1398	2.5	3.0-3.9	T11

Resultaten visar att bultmängderna i klass 1 och 2 är något större i den porfyriska basalten och basalttyperna i den södra delen. Generellt har berget i klass 1 och 2 på den norra sidan varit mer storblockigt och ströbultning tillämpats i större omfattning vilket gett större bultmängder. I den södra delen med tunnare lager och medelblockigt berg har bultningen i klass 1-2 utförts i stor utsträckning som systematisk bultning av främst anfang.

I den södra delen av tunneln har 30% av berget klass 3 och 4A utgjorts av 5 till 15 m breda zoner genom förkastningar och dåliga intrusivkontakter och 30% av långsgående förkastningar. I resterande delar har det funnits 1-2 m tjocka sediment lager i taket. I den bättre delen av klass 3, $0.5 < Q < 1$, har i flera fall systematisk bultning enligt klass 3 kunnat tillämpas selektivt, exempelvis över sedimentberget i anfang medan den bättre basalten ovanför bultats som klass 2.

I den norra delen har ca 20% av berget i klass 3, $0.5 < Q < 1.0$, bestått av 5-15 m breda zoner genom porfyrisk basalt där en viss anpassning av bultningen skett efter bergförhållandena. Resterande delar med $Q < 0.5$ har bestått av tak med tjocka sandstens- och konglomerat- lager vilka bultats strikt systematiskt. Klass 4A har bestått av en smal zon.

Betongsprutningen har till största delen skett i enlighet med grund designen. I några fall har tjockleken utökats med 20 mm eller fibertillsats använts. I tabell 4.5 finns använd sprutbetong i tak jämförd med Q-systemet.

Tabell 4.5: Jämförelse design tak och förstärkning enligt Q-systemet /5/.

Q-värde (mm)	T 8.5		T 11	
	Utförd först. tak (mm)	Q-systemet /5/ (mm)	Utförd först. tak (mm)	Q-systemet /5/ (mm)
0.01-0.1	130 fiber +20 oarm.	150 till 250 fiber	130 fiber +20 oarm.	150 till 250 fiber
0.1-1.0	80 fiber +20 oarm.	90 till 150 fiber	80 fiber +20 oarm.	100 till 150 fiber
1.0-4.0	60 oarmerad	45-90 fiber	80 oarmerad	50-100 fiber
4.0-12	40 oarmerad	40-45 oarmerad	40 oarmerad	40-50 oarmerad

4.4. Naturlig ventilation och dimensionering av frostskydd.

4.4.1. Allmänt

Klimatet på Island är varmare än på de flesta håll i Sverige med en frostmängd av 8000^oh på ett år (10-års värde). Under vintern är dock nederbörden stor och behovet av vatten och frostisolering uppenbart. Då tunneln är lång, förväntas frosten inte tränga igenom helt utan stora delar av tunneln kan dräneras utan isolering. För att bestämma vilka delar av Hvalfjörðurtunneln som ej kräver frostisolering genomfördes en analys av frostinträngningen i tunneln

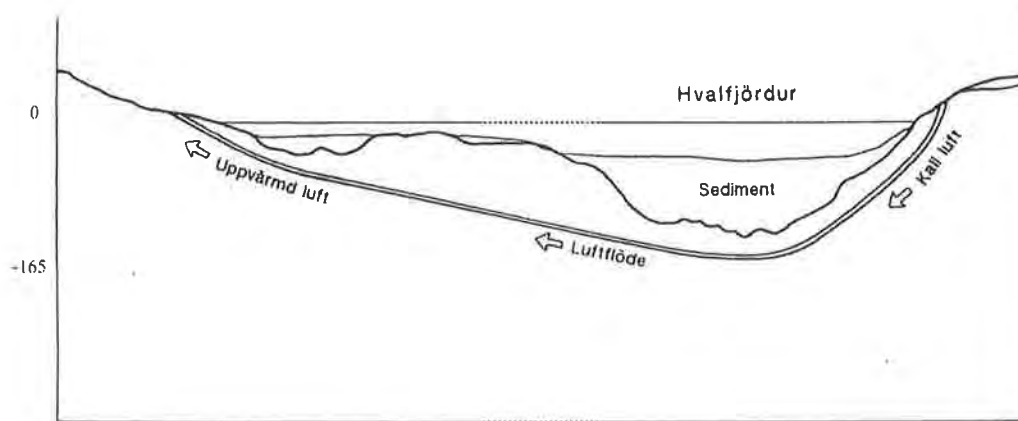
Två faktorer gör förhållanden på Island speciella. Dels drivs bergtunneln i geotermala förhållanden, dels drivs tunneln under en tämligen djup fjord, vilket gör att höjdskillnaden genom tunneln är ca 180 m. Dessa två faktorer påverkar båda frostinträngningen väsentligen, och i det följande redogörs i korta drag hur frostinträngningen beräknats och vilken typ av vatten och frostisolering som sedan valts.

4.4.2. Mekanismer som styr frostinträngningen

Frostinträngningen styrs av ett antal parametrar. Dessa är bergmassans temperatur (vilken styr vilken energimängd som strömmar in i tunneln och värmer luften och tunnelväggen), luftens hastighet (ju större lufthastighet, desto större inträngning), temperaturen på ingående luft samt den tid med vilken en bestämd köld verkar.

Skorstenseffekt

Vid beräkning av effekten från ovanstående kan konstateras att tunnelns form är mycket väsentlig. Till följd av den stora höjdskillnaden längs tunneln kommer en betydande skorstenseffekt att driva på luftflödet (Fig. 4.1). Då kall luft tränger in i tunneln från ett håll så kommer den att successivt värmas upp vilket leder till att densiteten minskar. Det totala lufttrycket från sidan med ingående luft kommer då att bli högre än det totala trycket från sidan med utgående varm luft. Detta ger den effekt som normalt benämns skorstenseffekt. Det faktum att norra påslaget ligger 9 meter lägre än det södra driver på denna effekt ytterligare och är en garanti för att självdraget initieras i sydlig riktning. Storleken av självdraget kan uppskattas ur relativt enkla samband, efter det att temperaturen i luften längs tunneln bestämts så kan ett pådrivande tryck på luftpelaren beräknas. Den pådrivande kraften skall sedan balanseras av mothållande friktionskrafter. Mätningar i tunneln efter genomslag visar att luftflöden på upp till ca 4 m/s kan uppträder i tunneln.



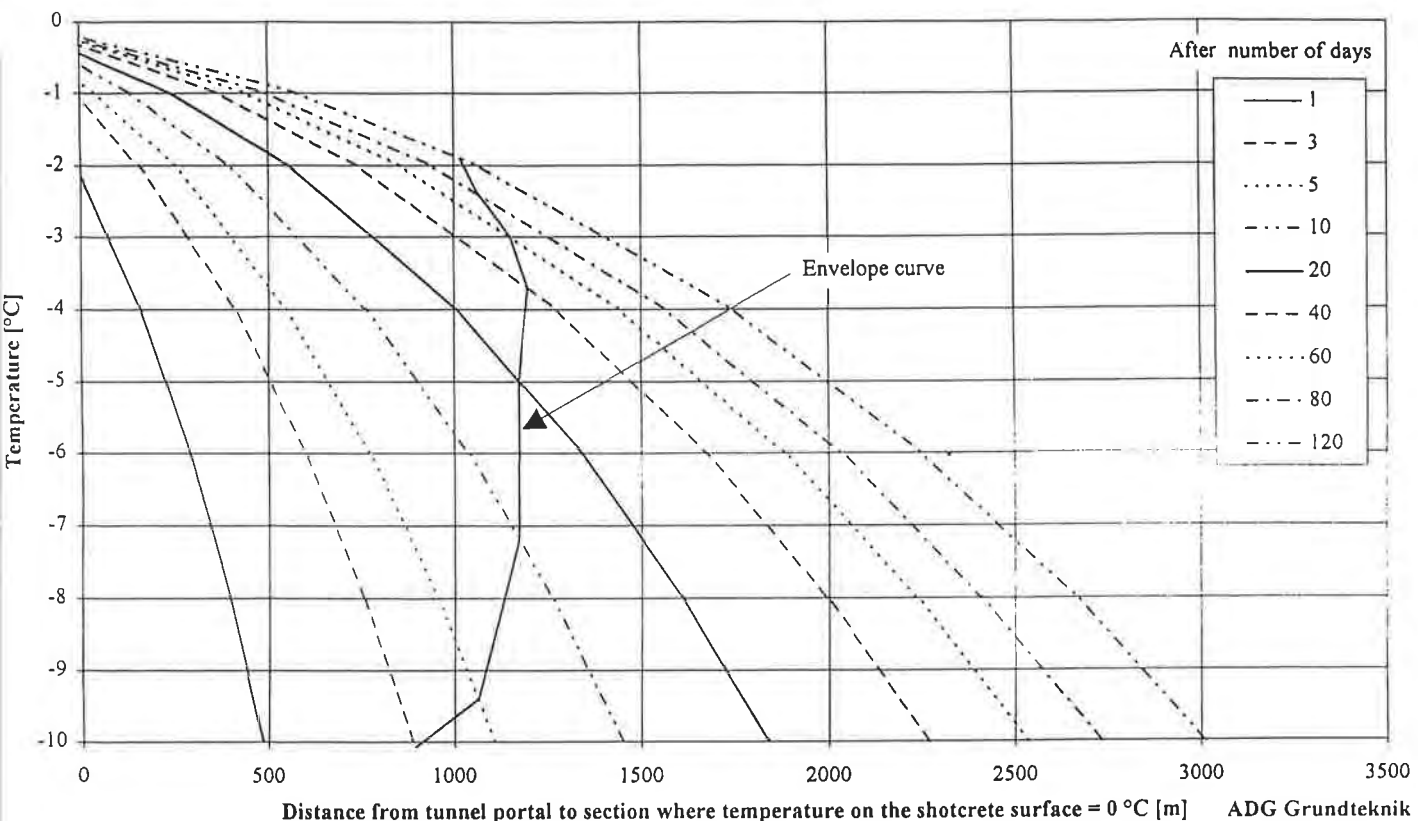
Figur 4.1 Höjdskillnaderna längs tunneln och den varma luften bidrar till en betydande skorstenseffekt.
Differences in elevation along the tunnel causes significant natural ventilation

Bergmassans uppvärmande effekt.

Tack vare bergmassans inneboende värme kommer tunnelväggen och därmed inströmmande luft och att värmas upp och frostinträngningen begränsas. Storleken av bergmassans värmande effekt är tidsberoende och ju längre tid som förflyter vid en viss temperaturskillnad mellan bergmassans initialtemperatur och luftens temperatur, ju lägre blir den uppvärmande effekten. Inflödet av värme till tunneln ökar med ökade temperaturskillnader. Tillståndet efter "lång tid" kallar vi "steady state". För Hvalfjörður har endast värmeflöden vid steady state använts.

4.4.3. Beräkningar

För att bestämma hur långt in i tunneln frost kan förväntas så har en semi-tredimensionell beräkning utförts av ADG-Grundteknik AB. Genom att först genomföra en 2-D beräkning i ett tvärsnitt av tunneln har värmeflödet in till tunneln kunnat bestämmas för olika temperaturskillnader mellan yttre luft och bergmassans temperatur. Med en given temperatur och hastighet på ingående luft kan sedan utvecklingen av temperaturen beräknas längs tunneln. Läget för noll-isotermen kan då bestämmas för olika fall. Från tillgänglig väderstatistik är medeltemperaturen känd för olika tidsintervall. De kända medeltemperaturerna kan plottas i samma diagram som kurvorna för beräknad frostinträngning. Då erhålls en bild över möjlig inträngning. Ett exempel för en lufthastighet av 2 m/s visas i figur 4.2. 10-års kylan för 5 dagar motsvarar en medeltemperatur av $-9,5^{\circ}\text{C}$ och för 40 dagar motsvaras 10-års kylan av $-3,8^{\circ}\text{C}$. Det kan då ses att inträngningen under en kortare kallare period ger nästan samma inträngning som medeltemperaturen över en längre period. Störst inträngning erhålls dock av den kallaste uppmätta medeltemperaturen mätt över 40 dagar.



Figur 4.2 Frostzonens inträngning vid 2 m/s för olika temperaturer verkande under olika tidsperioder.

Penetration of the frost zone at a wind speed of 2 m/s for various temperatures and time periods.

4.4.4. Resultat

Baserat på gjorda beräkningar kunde konstateras att inträngningen av frost till stor del beror på vilken tid som luftmassan strömmar i en riktning och med vilken hastighet. Vid Hvalfjörður är trafiken i tunneln dubbelriktad, men då den naturliga ventilationen verkar i södergående riktning har ett fast system för ventilationen fastställts. 6 dagar i veckan verkar ventilationen åt söder, en dag i veckan drivs ventilationen norrut. Detta betyder att kall luft endast ger frostverkan i 6 dagar i följd, därefter följer en period av upptining. Från figur 4.2 fås då att maximal inträngning av 1100 meter erhålls under en period av 6 dagar vid en lufthastighet av 2 m/s. Vid skrivandet av denna artikel har de slutliga beräkningarna ej slutförts då dessa baseras på mätningar av lufthastigheter som görs under vintern 97-98.

4.4.5. Val av dräneringstyper

För Hvalfjörðurtunneln har tre olika frostområden definierats. Ett yttre område med ca 5000-8000°h frost, ett område med 0-5000°h samt ett inre område helt utan frost. Tre principiellt skilda typer av dräner används i tunneln; pe-skum och sprutbetong i liknande system som används av Vägverket i Sverige, enka-drain® som används för lokal dränering i frostfria zoner, samt VG-tunnelduk® av i princip samma typ som används för innertak i Sverige (ex. räddningscentralen i Stockholm).

Vid Hvalfjörður har pe-skum och sprutbetong använts i båda frostzonerna. I den yttre zonen har en hel lining (både väggar och tak) monterats, emedan i övrig tunnel har dränerna mestadels monterats lokalt vid behov. I området med 0-5000°h har dessutom VG-tunnelduk använts som dränering på sträckor längre än 25 meter. Tunnelduken har då monterats som hel lining med såväl vägg som takelement. I den helt frostfria zonen

monteras frostskyddet i form av enbart takelement, utan skydd av väggarna. I denna zonen har enkadrain® använts för dränering av punktläckage. Denna konstruktion påminner mycket om pe-skum och sprutbetong, med den skillnad att pe-skummet är utbytt mot ett tunnare och mera lättarbetat membran.

5. PRODUKTIONSASPEKTER

5.1. Drivningstekniska aspekter på drivning under havet

5.1.1. Erforderlig beredskap

Vid drivning av tunnel i okända förhållanden under hav så krävs extra stor försiktighet och god planering för oväntade händelser.

Större vatteninbrott kan vara omöjliga att dränera med pumpning. Sonderingshål och injekteringsskärmar sträcker sig normalt ca 5-10 m utanför tunneln vilket medför att större odetekterade eller oinjekterade vattenförande horisonter kan förekomma i tunnelns närområde. Ett större bergutfall kan därför leda till vatteninbrott som ytterliggare kan accelerera utfallen. Vid en bergtäckning av ca 40 m kan ett progressivt brott i värsta fall leda till kontakt med havet.

Mot bakgrund av detta fanns det en utökad beredskap att ta hand om eventuella problem på ett tidigt stadium. Beredskapsåtgärderna inriktades på utökade förundersökningar framför stuff, och på att ha utrustning och kunnig, välutbildad personal kapabel att ta hand om större vatteninbrott samt bergproblem på plats. Beredskapsplaner upprättades med avsikt att ha klara handlingsalternativ och kontaktvägar och ett jourssystem etablerades där personal specialiserad på injektering, ingenjörsgologi och produktionsledning ingick. Vid projektstart utbildades personalen i vilka typer av problem som kunde tänkas uppstå och vilka metoder och utrustning som skulle användas. Följande scenarier behandlades då:

Sprängning vid svåra bergförhållanden: Borr- och ladd -planer för delad salva och korta indrifter fanns upprättade.

Större vatteninbrott: Utbildad personal och två-komponent polyeuretan fanns i beredskap.

Bergproblem framför stuff: Spilingbult och självborrande spilingbult fanns i beredskap. Vid dåligt stuffberg fanns även swellexbult tillgänglig för bultning av stuffen.

Bergproblem vid stuff: Förutom bult och sprutbetong fanns även stålbågar med möjlighet till lagging och platsgjuten betong tillgängliga på plats.

Progressivt brott i eller bakom stuff: En stuff-form som kunde användas för att gjuta igen hela tunneln med betong fanns på plats.

Pumpsystemet hade vidare en kapacitet att ta hand om ca 4 m³/min vid stuff. Pumpningen skedde i två steg med två parallellkopplade pumpar, typ Sala Orion, fast monterade på flyttbara pumpkar.

5.1.2. Sondering, undersökningar vid stuff

Stor vikt lades vid utförandet av sonderingen framför stuff. Baserat på riskanalysen upprättade entreprenören en arbetsbeskrivning där de olika arbetsmomenten och ansvarsfördelningen beskrevs i detalj. Arbetsbeskrivningen reviderades allt eftersom erfarenheter samlades under projektets gång i enlighet med principen för active design. Kopplat till de olika mätningarna och undersökningarna fanns larmnivåer, befogenhetsansvar och kopplade åtgärder beskrivna. Sonderingen utfördes normalt med hammarborrning. Utrustning för kärnborrning fanns även på plats och utnyttjades vid två tillfällen när två zoner i bottenområdet som bedömdes som svåra på förhand skulle passeras.

Hammarsonderingen utfördes med skärmar om 4, 6 eller 8 st 25 eller 28.8 m långa hål med en överlappning av mellan 9 m och 11 m mellan skärmarna. För att undvika att gå in i kraftigt vattenförande zoner parallella med tunneln vinklades alltid vägghålen ut till ca 9 m utanför teoretisk tunnelvägg (se fig 5.1). Antal hål som skulle borraras, håldjup och skärmgeometri bestämdes i förhand baserat på om drivning skedde under land eller hav, bergtäckning och prognostiserade svaghetszoner. I samband med borrningen utfördes följande mätningar av skiftlaget:

- Notering av kaxfärg, eventuella borrarproblem och vattenläckage
- Mätning av inläckande vatten
- Mätning av vattentemperatur
- Mätning av vattentryck
- Vattenprovtagning

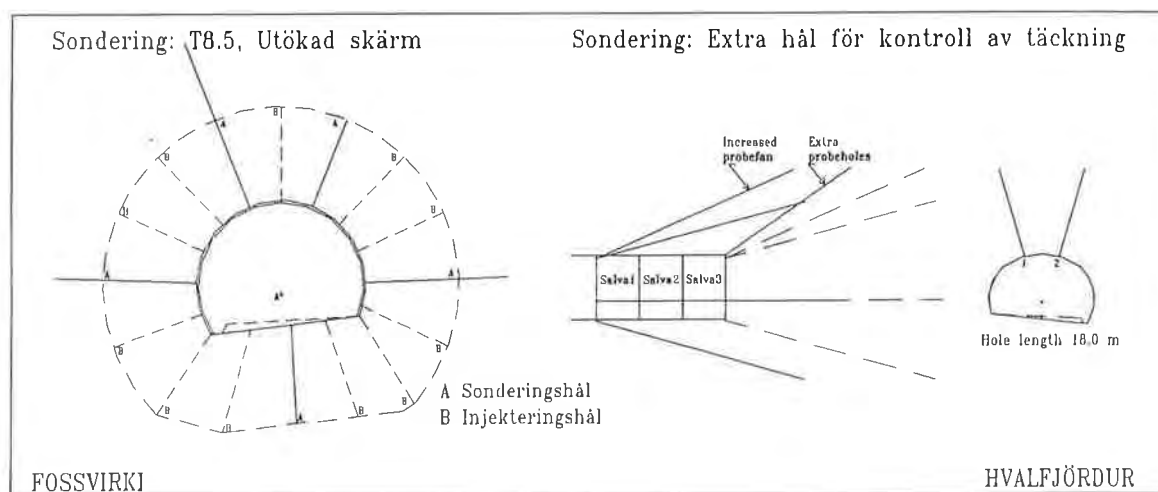


Fig 5.1: Sonderingsskärm med 6 resp 8 hål.
System for probing with 6 and 8 holes.

Ingenjörsgologen analyserade vattenproverna med avseende på konduktivitet och pH-värde samt kunde vid tillfälle utföra kompletterande tryckuppbyggnadstester i avsikt att detektera större vattenförande horisonter i stuffens närområde. Vid områden där problem

kunde förväntas på förhand fanns en ingenjörsgelog på plats under sondering. Ingenjörsgelogen kunde baserat på karteringar och annan information förändra hålplaceringar och lägga till hål.

I enlighet med resultatet från riskanalysen visar erfarenheten att infiltrerande havsvatten åstadkom en temperatursänkning över längre sträckor av tunneln och att uppträngande hett vatten åstadkom en motsvarande höjning. Salthalt och pH samman med geokemiska analyser kunde ofta styrka dessa observationer. Tryckuppbyggnadstesterna gav klara indikationer på akvifärernas storlek och på om akvifären kunde förväntas vara dränerbar eller om den skulle kunna ge väsentligt mer vatten vid större bergutfall eller vid vidare tunneldrift..

Beslut om att sätta in injektering baserades på mängden inläckande vatten från ett eller fyra hål (se tab 5.1).

Tabell 5.1: Injekterings kriteria

Håldjup	Från - Till	Q ₁ , 1 hål	Q ₄ , 4 hål
min 24 m	3+600 - 4+400	> 7 l/min	> 14 l/min
min 28.8 m	3+600 - 4+400	> 8 l/min	> 16 l/min
min 24 m	Övriga delar av tunneln	> 5 l/min	> 10 l/min
min 28.8 m	Övriga delar av tunneln	> 6 l/min	> 12 l/min

När de förhöjda temperaturgradienterna påträffades gjorde de Isländska experterna på geotermalt vatten vid Orkustofnun förnyade termiska modelleringar /4/. Modellerna baserades på två antaganden, antingen att hett vatten fanns djupt under tunneln eller i dess närområde. Modellerna användes vid tolkningen av de förhöjda bergtemperaturerna. När temperaturen översteg 40°C indikerade modellerna att hett vatten med stor sannolikhet skulle påträffas i tunneln vilket kom att ligga till grund för beslut om utökad sondering och ökad försiktighet.

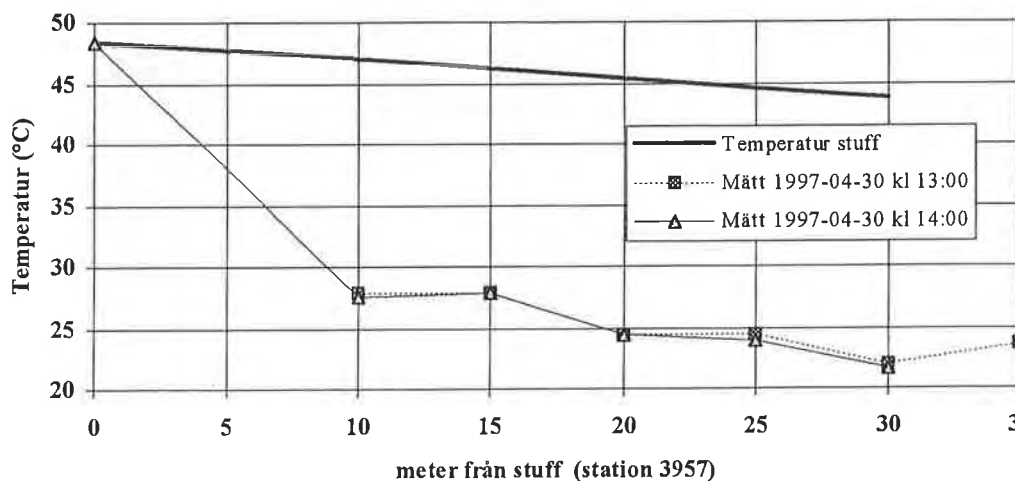
5.2. Drivning vid höga berg och vattentemperaturer

De höga temperaturerna ställde större krav på organisationen. Från starten var de närmast av godo då vattentemperaturerna var behagliga, dusch temperatur till skillnad från +8°C, men efter hand upplevdes det som besvärande med lufttemperaturer på upp till 60°C under skrotning. Luftkonditionering installerades i borrhjor och lastmaskiner samt ventilationen fick köras på full effekt även när det inte var motiverat av rökgasmängderna. Beredskapen med stufpumpar och skyddsutrustning utökades så att man när första större läckaget påträffades med 800 l/min, 57°C vatten, kunde borra sonderingshålen och montera manschetterna utan att komma i kontakt med vattnet och riskera brännskador.

Utförandet av injekteringsarbetena påverkades av de höga temperaturerna. Överlappet mellan skärmarna utökades till 15 m. När $t > 40^{\circ}\text{C}$ avbröts borrhjoringen efter ett totalt inläckage övertigande 2500 l/min och vid $> 50^{\circ}\text{C}$ avbröts den vid 700 l/min. Detta medförde att injekteringsskärmarna borrades i två till fyra steg och att samma bergparti penetrerades av två skärmar. Kontroller visade att injekteringsbruk utan tillsatser startade att gela direkt och var hårt efter 1.0 timmar vid temperaturer runt +50-60°C. För att få

en så god utträngning som möjligt och en svag retardering under första timmen användes 2.0 % tillsats av flytmedel, Cementa 92M, som fanns tillgängligt. Vid injektering av hål med större läckage än 100 l/min startade injekteringen med vct 1:1 upp till 2 ton och fortsattes därefter med vct 0.75:1 upp till 4 ton för att avslutas med vct 0.5:1 till stopptryck. Vid hål med läckage mindre än 100 l/min startade injekteringen med vct 3:1.

Betongsprutningen påverkades även av de höga temperaturerna. För att förhindra en alltför snabb uttorkning av betongen lämnades den sista salvan osprutad och mängden vattenhärdning ökades när bergtemperaturen översteg +30°C.



Figur 5.2: Avkylning av berget bakom stuff.
Cooling of the rock mass behind the face

Mätningar av bergtemperaturen bakom stuff visade att avkylningen var snabb beroende på ventilation och tillfört vatten vid vattenhärdning (se fig 5.2). I de områden där vatten sipprade ut var temperaturen högre men risken för uttorkning å andra sidan minimal.

6. SLUTSATSER

Genom Hvalfjörður projektet har säkerhet och flexibilitet varit de ledord som styrt design och genomförande. Genom att strikt använda principen för active design har projektet kunnat genomföras utan att större skador inträffat och med genomslag 8 månader före tidplan.

Tidigt i projektet genomfördes en riskanalys med syftet att identifiera tänkbara faror och föreslå åtgärder mot dessa. De faror och indikatorer som identifierades har sedan visat sig stämma väl överens med de erfarenheter som sedan gjorts. Baserat på arbetet med riskanalysen kunde även en klok planering av erforderlig säkerhetsutrustning göras.

Då svåra förhållanden möttes med höga vattentemperaturer och stora flöden så kunde problemen tas om hand genom ett metodiskt arbetssätt där noggrannhet och säkerhet prioriterats.

Bergmassan har klassificerats med Q-systemet. Vid klassificeringen lyftes dock faktorn för vattentryck och vattenflöde, jw, ut ur systemet och behandlades separat. Detta har visat sig fungera väl, det förenklade karteringen och minskade diskussionen kring Q-värdet och hjälpte till att fokusera diskussioner till de akutella bergmekanska problemen.

Det förstärkningssystem som tillämpades vid Hvalfjörður var speciellt anpassat till de rådande förhållandena på Island. Detta har lett till mindre förstärkningsmängder än vad som föreskrivits genom Q-systemet. Vidare har det lett till att avvikelser från gällande förstärkningsplan enkelt kunnat genomföras och diskussionen härom har fokuserats på de bergmekanska problemen och inte på vad Q-systemet föreskriver.

7. REFERENSER

- /1/ Hvalfjörður tunnel, Geological investigations. Reykjavik 1994. Águst Guðmundsson
- /2/ Ingenjörsgelogiska erfarenheter från Breidadals/Botnsheidi - tunneln på Island, Håkan Stille, Stig Eriksson. Bergmekanikdagen 1996,
- /3/ Personal communication, Kristjan Sæmundsson, Orkustofnun
- /4/ Icelandic rock tunneling quality. Reykjavik 1992. Björn A. Harðarsson.
- /5/ Updating of the Q-system for NMT, Fagernes 1993, Grimstad och Barton
- /6/ Systemanalys för Hvalfjördurtunneln, P. Tengborg, J. Johansson och L. Olsson, Bergsprängningskommitten, diskussionsmöte BK-97

SUMMARY

A 5 km long sub sea road tunnel has been excavated underneath Hvalfröður, north from Reykjavik, by Fossvirki SF. Fossvirki is a consortium consisting of Skanska, Ístak and Pihl & Søn, who has undertaken the works on turn key basis. Spölur, a private corporation, is the owner of the project which is to be financed by pay tolls.

The tunnel has been excavated through young basaltic formations with a minimum rock cover of 40 metres. Because of the obvious risks with excavation of a subsea tunnel with low rock cover in partly unknown geological conditions, flexibility and security has been given highest priority during designing as well as construction. The work has now been almost completed with breakthrough 8 months ahead of the original schedule. The construction and design works can now be summarised from a rock mechanical point of view.

All design works has been based on the principles of Active design. In the paper it is described how Predictions, Observations and Measures has been carried out in the project. In an early stage a risk analyse was carried out by an independent group of experts with the aim to identify possible and likely geological risks and hazards. The design has then been based on the findings from the analyse. It is concluded that the Active Design Process along with the risk analyse has served a good base for a safe and efficient design and production work.

An adjusted Q-system has been used for the classification of the rock mass. In the design, water pressure on the tunnel roof and walls was found to be an important loading case. The factor j_w was therefore taken out from the classification and treated separately. This system has turned out to work well, and it is described in detail in the paper. Another design problem which is taken up is associated with natural ventilation. As a consequence from the large difference in altitude along the tunnel, a significant chimney effect will cause natural ventilation with high wind velocities. The computations of the frost penetrations indicates that frost can be expected 1.5 to 2 km into the tunnel. The calculations are described in the paper.

Experience gained from the construction works are discussed in the paper. Special focus is put on the works with excavation through a zone with high leakage of hot water (up to 800 l/min, hole prior to grouting, 58°C)

Used principles for rock support are shown and compared to the Q-system. It is concluded that less support was used than is stipulated by the Q-system.

