



BERGMEKANIKDAG 1994

Föredrag

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

A solid red horizontal bar spanning the width of the page near the bottom.

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

**Föredrag vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 17 MARS 1994**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 17, 1994**

Redigerad av Per Andersson och Annica Nordmark

FÖRORD

Bergmekaniska frågeställningar i vid mening har största aktualitet för närvarande. Vi står inför projektering och byggande av berganläggningar i stockholmsområdet de närmaste åren väl i klass med den mest intensiva utbyggnaden av tunnelbanenätet. LKAB investerar miljarder i en ny, djupare brytningsnivå med krav på kontroll över berget i storskalig brytning under ökande bergspänningar. I Saudiarabien, Indien och Afrika pågår stora bergprojekt med svenskt deltagande. Tunneln genom Hallandsås följs med spännt intresse långt utanför våra fackkretsar. SKB går in i ett aktivt skede för att studera alternativa platser för "slutförvaret" och närmar sig fullt djup i Äspölaboratoriet. Tunnelbyggande finns rent av med som en komponent i krisartade regeringsöverläggningar! Vi saknar inte arbetsuppgifter!

En viktig fråga i dagens diskussioner har blivit att värdera alternativet fullborrning i jämförelse med konventionell borrning-sprängning. I och med att tunnelborrningstekniken utvecklats till att klara hårt berg i tunnlar med stora diametrar har konkurrensen mellan metoderna blivit allt tydligare, rimligen till gagn för prisutvecklingen, i varje fall ur beställarens synvinkel. Debatten om metodernas förtjänster och svagheter har skärpts och man har ibland ifrågasatt om jämförelserna sker på "lika villkor", både upphandlingsmässigt och vid en teknisk bedömning. De rent ekonomiska och kontraktsmässiga aspekterna är knappast ett primärt tema för Bergmekanikdagen. Däremot är det uppenbart att en mängd bergmekaniskt intressanta frågor har accentuerats i samband med valet mellan borrning-sprängning och fullborrning. Det må gälla förundersökningarnas roll och betydelse eller uppsprickningen runt en sprängd respektive fullborrad tunnel, vilket i sin tur har konsekvenser för bedömningen av stabilitet, tättningsbehov och beständighet på lång sikt. Behovet av bergteknisk forskning är oförändrat stort och för att föra ut resultat och utbyta erfarenheter är Bergmekanikdagen ett viktigt forum!

Vår uppgift inom SveBeFo är att aktivt bidra till kunskapsutvecklingen i ett nationellt samordnat forskningsprogram av gemensamt intresse för våra intressenter och samhället i övrigt. Uppgiften är tvåfaldig i och med att vi både har att leverera forskningsresultat som sådana men framförallt också att "leverera kompetens" i form av specialister som kommer ut i praktisk verksamhet hos företagen, genom anställning eller på annat sätt. Vårt ramprogram har inslag både av tillämpad forskning och en mera långsiktig kunskapsuppbyggnad. Detsamma gäller dagens föredrag, som spänner över ett brett fält från praktikfall till den mer vetenskapliga bergmekaniken, och bör därför ge en god bild av dagens mest aktuella frågor. Vi ser som alltid fram emot en dag av stimulerande föredrag och givande diskussioner!

Stockholm i januari 1994

Tomas Franzén

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Nytt från ISRM..... 1

News from ISRM

Ove Stephansson, KTH

Rock Engineering Systems (RES): Approach, techniques and practical methodology..... 5

John Hudson, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London

SPRUTBETONG

SHOTCRETING

Introduktion: Jonas Holmgren, KTH

Shotcrete as a tunnel support - A rock mechanics study..... 23

Sprutbetong som tunnelförstärkning - forskning ur bergmekaniks synpunkt

Yanting Chang, Håkan Stille, KTH

Uppföljning av sprutbetongförstärkning, Grödingebanan..... 39

Follow-up of the shotcrete supports, Grödinge railway

Jan Malmatorp, Åke Hansson, Banverket,

Bo Malmberg, J&W Bygg & Anläggning

Våtsprutad fiberbetong som permanent förstärkning, i Skarpnäcks tunnelbanestation..... 59

Håkan Stille, KTH, Lars Lundström, J&W

Peter Jonsson, Stabilator, Robert Sturk, Skanska Teknik

Repair of tunnel lining with fibre shotcrete 69

Reparation av tunnelinfodring med fiberarmerad sprutbetong

Mikael Brunnsäter, Stabilator, Hadyn Davies

Beständighet hos fibersprutbetong..... 79

Durability of fibre reinforced shotcrete

Bo Malmberg, J&W Bygg & Anläggning

"BERGMEKANIK I PRAKTIKEN..."

ROCK MECHANICS IN PRACTICE..

Introduktion: Norbert Krauland, Boliden Mineral

Tunnelrenovering vid Tåsans Kraftstation..... 95

Rehabilitation of the tunnels in the Tåsan hydropower station

Bengt-Olof Sundell, Gullspångs Kraft

Injekteringsforskning i bergrum under Kungliga Biblioteket.....	115
Grouting research in caverns below the Royal Library in Stockholm	
<i>Helen Andersson, CTH</i>	
Design and excavation of rock caverns for fuel storage - a case study from Zimbabwe.....	133
Design och uttag av bergrum för bränslelagring - ett praktikfall från Zimbabwe	
<i>Robert Sturk, Skanska Teknik</i>	
Aktuella TBM-projekt, intressanta ur bergmekanisk synvinkel.....	147
Rock mechanical aspects on some TBM-projects	
<i>Gunnar Nord, Robbins Europe</i>	
Skjuvrörelsemätning i berg	159
Shear measurement in rock masses	
<i>Jan Israelsson, Itasca Geomekanik</i>	
<i>Mats-Olov Edström, Mittel Status</i>	
Förbättrad "Nedåtgående Igensättningsbrytning (NIB)" i Garpenberg.....	173
Improved undercut-and-fill mining at the Garpenberg Mine	
<i>Anders Fredriksson, ADG Grundteknik</i>	
<i>Sten Strömberg, Boliden Mineral</i>	
 "... OCH I TEORIN"	
..AND IN THEORY	
<i>Introduktion: Finn Ouchterlony, SveBeFo</i>	
Deformation and failure of brittle rocks under compression.....	193
Spröda bergs deformation och brott vid tryckbelastning	
<i>Chunlin Li, LuTH</i>	
Mechanics of fractures and intervening bridges in hard rocks.....	213
<i>Baotang Shen, KTH</i>	
Bergmekaniska konsekvenser av nedkylning.....	233
Rock mechanical consequences of refrigeration	
<i>L-O Dahlström, Petro Bloc, Rune Glamheden, CTH</i>	
Betydelsen av en vattenridå vid oinklädda gaslager - rapport från ett pilotförsök i Röda Sten.....	249
The importance of a water curtain for unlined gas storages - report from a pilot study at Röda Sten	
<i>C-O Söder, CTH</i>	

NYTT FRÅN ISRM

News from ISRM

Ove Stephansson, Teknisk geologi, Kungliga Tekniska Högskolan

ISRM News Journal är bergmekanikernas nyhetsorgan. Tidskriften startades av ISRM:s nuvarande president Charles Fairhurst vid hans tillträde 1991. Trots betydande svårigheter att få finanserna att räcka till för tryckning och distribution av ISRM News Journal så fylls den med intressanta nyheter från olika verksamhetsområden och med en fin geografisk spridning av nyhetsstoffet. För att tidskriften skall kunna bli helt självfinansierad krävs annonsintäkter som motsvarar 16 helsidor av tidskriftens totala 80-90 sidor. Vi har ännu en bit kvar innan vi når det målet.

ISRM:s STYRELSE- OCH RÅDSMÖTE I LISSABON

1993 års styrelse- och rådsmöte hölls i Lissabon i samband med 1993 ISRM International Symposium som ägnades Safety and Environmental Issues in Rock Engineering. Den stora frågan på dagordningen för svenskt och nordiskt vidkommande var vilken av Frankrike och Norden som skulle få äran av värdskapet för 1999 års ISRM kongress. Vid förra årets Bergmekanikdag redogjorde jag för de olika förberedelserna inför omröstningen vid rådsmötet. Alla odds pekade på att det skulle bli en mycket jämn tävlan. Efter den sedvanliga presentationen av de tävlande ländernas vetenskapliga, tekniska och turistiska sevärdheter, där vi nordbor lanserade idén att arrangera en 'flytande' kongress ombord på någon av de stora färjorna mellan Sverige och Finland, skedde röstningen. Utfallet blev 17 röster för Frankrike och 15 för Norden. Om utfallet blivit 16 mot 16 så hade ordföranden tillika presidenten fått avgöra frågan. Nu blev det Frankrike som får äran att arrangera 1999 års kongress. Vi gratulerar Frankrike och den franska organisationskommittén till segern och vi ser alla fram emot en intressant kongress i Paris!

Det skall också tilläggas att våra värdar i Lissabon arrangerade ett innehållsrikt symposium och fina kringarrangemang. Detta var första gången som ISRM sponsrade ett möte som behandlade de viktiga miljöfrågorna och det är då särskilt glädjande att resultatet blev lyckat. Bidragen till symposiet finns samlade i en mer än 900 sidor tjock konferensvolym och en andra volym kommer att publiceras under 1994. I anslutning till symposiet arrangerades det andra internationella arbetsmötet om "Scale Effects in Rock Masses".

1994 års ISRM International Symposium kommer att arrangeras av Chile och gå av stapeln i Santiago Chile i anslutning till den tredje sydamerikanska gruvexpon. Temat för mötet är " Integral Approach to Applied Rock Mechanics" och arrangemanget har attraherat ett relativt stort antal bidrag från Sverige.

ISRM COMMISSIONS

En viktig del av ISRM:s arbete bedrivs i kommissionerna. Detta är en form av arbetsgrupper med ett brett deltagande av experter inom ett specifikt kunskapsområde. Presidenten för ISRM har att besluta om vilka kommissioner som skall verka under mandatperioden. Idag arbetar fem kommissioner med frågor som behandlar

- kommunikation och information
- bergfragmentering med sprängning
- injektering
- tolkning av hydraulisk spräckning vid bergspänningsmätning
- bergmekaniska testmetoder

Som framgår av denna förteckning är det centrala frågor inom bergmekaniken samtidigt som arbetet behandlar frågor där vi i Sverige besitter en spetskompetens. Det är viktigt att ny framtagen kunskap i vårt land förs ut till en bredare publik. Ett aktivt deltagande i kommissionsarbetet borgar många gånger för att så sker. För den som önskar orientera sig om nuvarande aktiviteter inom ISRM Commissions rekommenderas studium av ISRM News Journal, vol 1, no 2, sid.72-79.

EUROCK-AKTIVITETER

Det internationella ISRM-symposiet i Lissabon hade också status som EUROCK '93. Det var också första gången som arrangemanget erhöll ett bidrag från Europeiska Gemenskapen. Stödet går i första hand till resestipendier åt yngre forskare från EU-länderna för deltagande i Eurock-mötet. Ett tiotal stipendier delades ut till deltagare i Lissabonmötet.

EUROCK '94 kommer att arrangeras av den holländska nationalgruppen av ISRM tillsammans med Society of Petroleum Engineers (SPE). Mötet kommer att behandla tillämpningen av bergmekanik inom petroleumindustrin och angränsande områden. De svenska teknikerna för olika former av energilagring bör vara intressanta för en internationell publik. Tekniska högskolan i Delft kommer att bli möteslokalen för EUROCK '94.

Under det år som ISRM arrangerar kongresser sker ingen sponsring av internationella möten och symposier. Däremot kan varje region lämna ett sk regionalt stöd till mötesarrangörer. Så har också skett genom att den belgiska nationalkommittén erhållit stöd för att arrangera ett expertmöte 1995 om mekaniska egenskaper hos skiffer och krita. Detta är som känt två bergartstyper som har mycket säregna bergmekaniska egenskaper och som skapar många och svårförklarliga fenomen vid användningen i olika tekniska sammanhang.

ÖVRIGA NYHETER

Till 1993-års händelser värda att föra upp i detta sammanhang hör publiceringen av bergmekanikens encyklopedia "Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practices & Projects". Även om bokverket inte ges ut i ISRM:s namn så har många av författarna till artiklarna mycket nära anknytning till föreningen. Redaktör för det fem volymer stora verket med över 4500 sidor har varit John A. Hudson. Eftersom John finns med oss som föredragshållare vid årets Bergmekanikdag finns det anledning att särskilt uppmärksamma hans framstående insatser som bergmekanisk publicist.

ENGLISH SUMMARY

Reaction to the first issues of the *ISRM News Journal* has been very positive from all ISRM regions and countries including Sweden. The finance of the journal is primarily based on incomes from announcements and with the present regression there is some difficulties to break even. Members of ISRM want the active support from the industry to continue the publishing of the *News Journal*.

The Nordic countries were competing with France to arrange the 1999 ISRM Congress. We lost a very even competition and wish the French Organising Committee of the congress a successful arrangement in Paris in 1999.

The coming conferences and meetings supported by ISRM and the EUROCK conferences are presented. The encyclopaedia of rock mechanics entitled "Comprehensive Rock Engineering " is highlighted and the Editor-in-chief John A. Hudson is acknowledged for his work.

ROCK ENGINEERING SYSTEMS (RES):
APPROACH, TECHNIQUES AND PRACTICAL METHODOLOGY

J. A. Hudson

Department of Mineral Resources Engineering

Imperial College of Science, Technology and Medicine, London SW7 2BP, U.K.

&

Rock Engineering Consultants, 7 The Quadrangle,

Welwyn Garden City, Herts AL8 6SG, U.K.

ABSTRACT

Rock engineering is a heady mixture of the purity of mechanics, the idiosyncrasies of nature and the determination of mankind. Moreover, whether we are considering civil, mining or petroleum engineering projects, the design aspects of rock engineering are becoming increasingly complex. This is due to the larger scale of projects, newer types of engineering, the increasing availability of technical information, enhanced computational capabilities, and the need to interface with other parts of the total system. Not only is there the basic need to cope with this increasing complexity, there is also the requirement to improve our 'auditing' procedures in the context of validating proposed technical solutions and associated computer programs. Also, we must ensure that quality assurance procedures are both sensible and implementable.

As a result of this complexity, the author has proposed that a 'top-down' analytical systems approach be developed to supplement the 'bottom-up' synthetic approach that has been primarily used to date in modelling procedures. The distinction between the two approaches is shown schematically in Fig. 1. In this paper, the basic methodology of the Rock Engineering Systems (RES) approach is explained and the anticipated benefits and future developments described. The paper is based on the book "Rock Engineering Systems: Theory & Practice" by Hudson [1] and an unpublished Keynote Address given at the 34th US Symposium held in Madison, together with several ideas for future development based on past and current work of the Rock Engineering Group at Imperial College and recent Research Workshops. It also includes ideas presented in more detail in Chapter 1 of Volume 4 of "Comprehensive Rock Engineering" [2]

* This text concentrates on the basic theory; more information on applications will be given during the oral presentation.

INTRODUCTION

Basically, the conventional synthetic model, shown at the lower left of Fig. 1, is an 'exact representation' model in which the components are assumed and the model constructed, or synthesized. Thus, given the assumption of the model's components, the synthetic model is a high fidelity model with exact mathematical characteristics. In the illustration, the parallel linkage of a spring and a dashpot (the viscoelastic Kelvin model) can be completely described via the relevant equations. If the values of the material constants in the model are in some doubt, there are methods of accommodating uncertainty by probabilistic and fuzzy methods.

In this increasingly complex world, the problems with the synthetic model for modern rock mechanics and rock engineering design are that it has an unknown extent of application and is not easily interfaced with other systems, e.g. the environmental system. Perhaps its greatest drawback is that there is no guarantee that, by continual modification and extension, it will be convergent to the correct model, or at least to a model which approximates reality sufficiently well for the project objectives to be achieved. On the other hand, the analytic model, shown schematically at the top left of Fig. 1, is an 'inexact representation' model in which the components are established by breaking down the system into its component parts, i.e. by analysis. This involves establishing which are the main parameters and which interactions may occur: in other words, solving the fully-

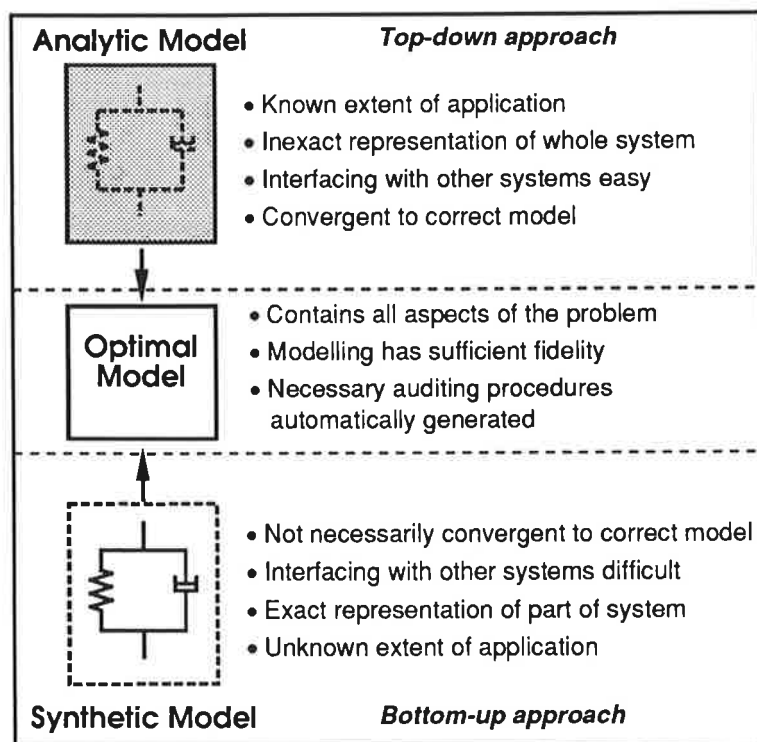


Fig. 1 The analytic and synthetic modelling approaches.

coupled problem with all the elements present. Characterizing the components initially has to be inexact because the behaviour of many components will be unknown or unmeasurable directly. The boundary of applicability is defined beforehand and is therefore known. Interfacing with other systems is easier. Most importantly, the model naturally converges to the correct model — because that is the very essence of the analytic method. Everything necessary is defined to be within the solid border line of the top left sketch in Fig. 1.

It is expected that, in due course, the two approaches will be combined and the associated hybrid analytic-synthetic models will benefit from the advantages of each: the benefits of systematically establishing the complete model from the analytic approach; and the ability to have high fidelity simulation via the synthetic approach. This is illustrated by the central box at the left of Fig. 1. Another benefit accruing from the analytic approach is that validation and auditing procedures are automatically generated. How much information is required to solve a rock engineering design problem? Is the information quantifiable? Do we have enough information? Do we have a list of all rock properties? What are all the rock mechanics mechanisms? What are the mechanisms relevant to specific project objectives? Is there information available that I haven't used? Knowing that all the information required will definitely not be available, what is the best way to cope with uncertainty? Knowing that the operation of all mechanisms increases entropy and disorder, how do we conduct entropic or disorder audits?, etc. etc.

THE ROCK ENGINEERING SYSTEMS (RES) APPROACH

Much work has already been conducted 'in synthetic mode' to solve the basic rock mechanics problems, as has been described in detail in, for example, [3]. The analytic method is fundamentally different in principle from the synthetic method and requires a systems approach. The subject of systems has a long history and is well developed, but it is necessary to develop a systems approach specifically for rock engineering due to the idiosyncrasies of the rock material and the nature of rock engineering [4]. The essence of this special character is that all rock masses that will host engineering projects are already in existence, and have been so for a long time. The engineering is therefore a perturbation to an existing system for a specific rock engineering objective.

The interaction matrix is used as a device for listing, presenting and analyzing all the primary state variables and their interactions. The procedure is described in detail elsewhere, together with an atlas of rock engineering mechanisms [1]. The basic concept of the interaction matrix is shown in Figs. 2 and 3. The main subjects or variables in the rock engineering problem are listed along the leading diagonal of a square matrix. This is the diagonal from the top left to the bottom right of the matrix. The influence of one subject or variable on another is then included in the appropriate off-diagonal box, as shown in Fig. 2. This is an analytic method because we are not just establishing a pedagogic device for locating existing knowledge: the matrix is created by including any variables that could be involved, and then establishing what interactive mechanisms are in the off-diagonal boxes. There may be sufficient existing information to fill the boxes; or there may not be. Note that

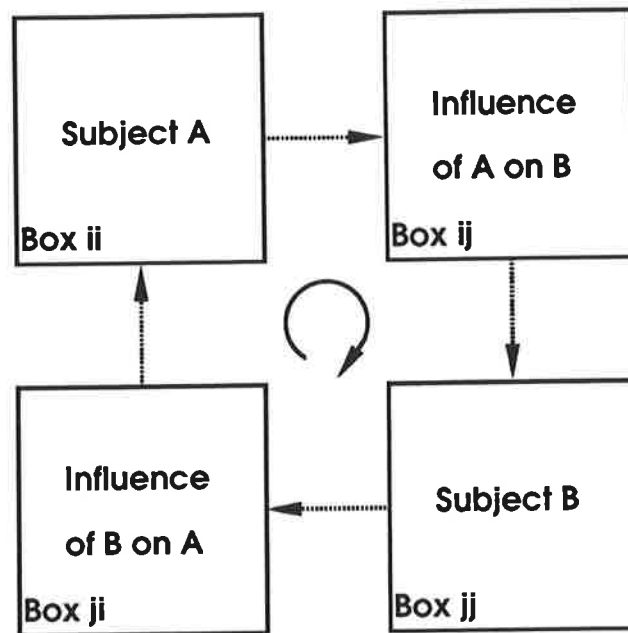


Fig. 2 The interaction matrix used to present the primary state variables and their interactions.

Rock Structure	Fractures affect the values and orientations of the stresses	The fracture network governs the secondary permeability	Fractures can influence the size and orientation of excavations
F_{ij}			
Stresses can open or close fractures, and also create them	Rock Stress	In general, the higher the normal stress, the lower the permeability	High rock stresses can cause construction failures
	σ_{ij}		
Continual water flow in fractures affects their properties	Normal stresses reduced by water pressure	Water Flow	Grouting and drainage may be required during construction
		K_{ij}	
Blasting can damage old fractures and create new fractures	In the vicinity of excavations the principal stresses are altered	An excavation will always become a sink for the water flow	Const- ruction
			C_{ij}

Fig. 3 Some of the interactions between Rock Structure, Rock Stress, Water Flow and Construction.

a clockwise convention has been used to locate the influence of A on B as opposed to the influence of B on A (see Fig.2).

An example 4x4 matrix is shown in Fig. 3. This has the leading diagonal terms Rock Structure, Rock Stress, Water Flow and Construction. Examples of the interactions between the different leading diagonal terms are shown by the text in the off-diagonal boxes. Note that the information in the off-diagonal boxes is illustrative of the types of mechanisms that can occur in these locations; the information is not intended to be comprehensive. Also, it could take the form of photographs, videotape footage, equations, numerical analysis, books etc. The interactions in the boxes in the last column of the matrix are related to how the rock mechanics parameters potentially affect construction. The complementary boxes in the last row of the matrix are related to how construction potentially affects the rock mechanics parameters.

The idea of increasing the size of the interaction matrix to accommodate any number of leading diagonal terms and to provide the flexibility to analyze any problem at any resolution is shown in Fig. 4. With few leading diagonal terms, the matrix is simple but a complete characterization of the off-diagonal mechanisms is difficult because they are complex. With many leading diagonal terms, N , the matrix will have many off-diagonal mechanisms, $N(N-1)$ mechanisms, but there is a much better chance of being able to specify them and indeed to be able to establish the associated behaviour.

One interpretation [5] of the resolution of the matrices in Fig. 4 is that the top level 3x3 matrix would be the one of interest to the client. What is the project? Where is the site? What is the rock? The intermediate $M \times M$ matrix would be the one of interest to the consultant. What aspects of this problem do I have to consider? For example, in [1], the 12x12 matrix

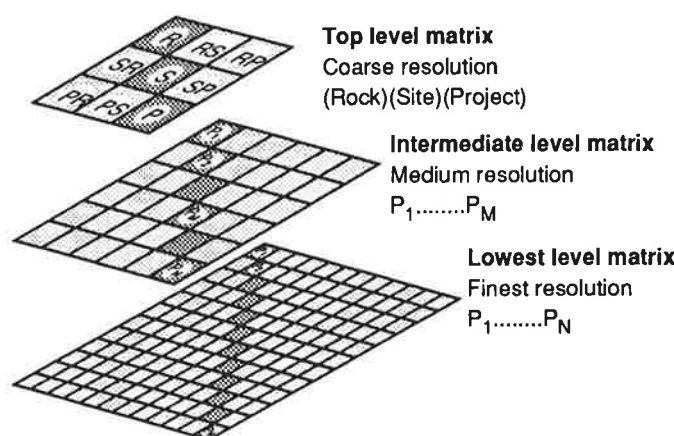


Fig. 4 The hierarchy of interaction matrices.

presented for underground openings in general has the following 'parameters' for the 12 leading diagonal terms: Excavation Dimensions, Rock Support, Depth of Excavations, Excavation Methods, Rock Mass Quality, Discontinuity Geometry, Rock Mass Structure, *In Situ* Stress, Intact Rock Quality, Rock Behaviour, Discontinuity Aperture and Hydraulic Conditions. Finally, the lowest level matrix with the finest resolution will be of interest to anyone trying to establish the fundamental rock mechanics mechanisms with all parameters being expressed directly in mass, length and time.

THE ENGINEERING PERTURBATION

Thus, given the operation of a matrix such as that shown in the lower part of Fig. 4 and hence the interactions between all the parameters, we know that an $N \times N$ matrix is a representation of the process-response system for all rock masses that are currently in existence. (In this context, there are four basic types of system. The morphological system is concerned with the components. The cascading system is concerned with what happens, given the morphological system. The process-response system is concerned with how it happens, given certain morphological and cascading systems [6]. Engineering is the control system — relating to the specific project objective.) The nature of engineering via the systems approach can then be interpreted as is shown in Fig. 5.

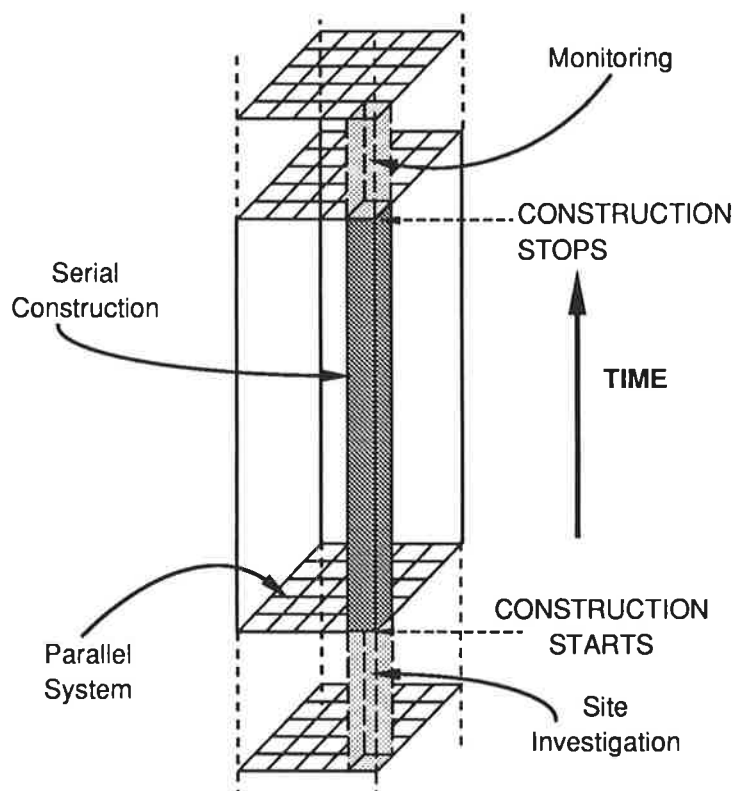


Fig. 5 The parallel and serial nature of rock engineering.

The naturally operating interaction matrix representing the rock mass is shown at the lower part of Fig. 5 where, as in Fig. 4, the operations introduced by man are considered in the lower right hand box of the matrix. This is the sense in which engineering is regarded as a 'perturbation'. Firstly, we start with site investigation to find out the rock properties and the mechanisms that are involved at the particular site, i.e. interrogation of the system to discover its morphological components and cascading behaviour. Even this procedure in itself will cause a disturbance to the stability of the interaction matrix. In some cases, the disturbance will be insignificant; in other cases, as for example the extra permeability introduced by drilling site investigation boreholes, the disturbance could prejudice the integrity of the proposed engineered project. Referring to Fig. 5, construction then starts — as indicated by the base of the darker shaded portion of the construction bar in the diagram. Although some components of construction could occur simultaneously, the essence of the whole cavern construction operation is that it is a serial set of perturbations through time imposed on the parallel process-response system modelled by the interaction matrix. In other words, there will be continuing disturbance to the bottom right hand box during construction operations. Examples of recent studies at Imperial College on the hydromechanical behaviour and the excavation process are referenced as [7,8].

Eventually the project is complete and construction stops — as again shown in Figure 5. This may then be followed by a period of monitoring in order to ensure that the rock properties continue to be as expected, the mechanisms are proceeding as expected, and that

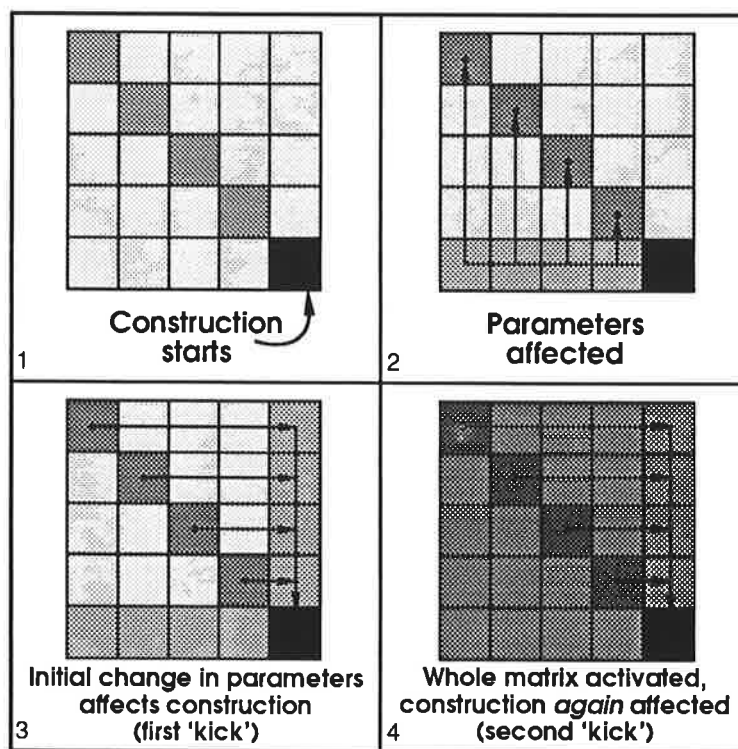


Fig. 6 The four stages in matrix evolution from the initial construction to complete parameter interaction.

the structure continues to fulfil its objective. Finally, when monitoring ceases, the host rock mass supporting or containing the project structure reverts back to a natural process-response system, which may or may not be operating in a similar way to that before site investigation. Thus, the total systems understanding of rock engineering is summarized in Fig. 5.

The significance of the engineering 'perturbation' via the interaction matrix analytic approach is shown in Fig. 6. In Step 1, construction starts — as represented by the black box at the bottom right of the matrix. The leading diagonal terms representing the different state variables involved in the behaviour of the rock mass are indicated along the leading diagonal, and the lighter shaded boxes in the off-diagonal parts of the matrix represent the mechanisms linking the leading diagonal parameters. When construction is switched on, as shown in Step 1, all the parameters are potentially affected via the interactions represented by the last row of the matrix, as is shown in Step 2 of Fig. 6. In Step 3, these initial changes in the parameters then affect construction through the interactions in the last column of the matrix. This is the first 'kick': in other words, the construction causes a disturbance to the natural process-response system, which then kicks back. Finally, as shown in Step 4 in Fig. 6, all the parameters start affecting each other, i.e. the whole matrix is activated. This is potentially a much greater response with continual changes reaching the construction box via the interactions in the last column of the matrix — the second 'kick'.

In fact, the effects in the 'double kick', shown in Fig. 6 and described in the text above, will be smoothed out to a more or less continuous response — because of the different times involved in the operation of each of the different mechanisms in the off-diagonal boxes, i.e. the different lag times. However, it is helpful to distinguish, via Fig. 6, how the rock is affected by construction in these two ways, both directly (through affecting the parameters which then immediately affect construction) and indirectly (by activating all mechanisms). Together, these are the generic engineering 'perturbation'. This indicates the requirement to study the evolution of the values of the leading diagonal terms with engineering increments and with time — parameter value analysis (or system primary state variable trajectories).

A variety of potential behavioural modes are shown in the lower part of Fig. 7. If, after the parameters are disturbed, their values attenuate as shown in the first case the matrix will stabilize. If a parameter value increases asymptotically to a certain value, then again it is likely that the matrix will stabilize. If, on the other hand, as in the last two cases, there is continuing increase in the value of a parameter, then it may reach some threshold representing an engineering interpretation of instability, e.g. the strength of the rock is reached or a rock block slides.

It is advantageous, therefore, to have models which will allow consideration of the whole of the process-response system representing the rock mechanics and rock engineering circumstances. These are also of help in the 'thinking process'. It is crucial to be able to

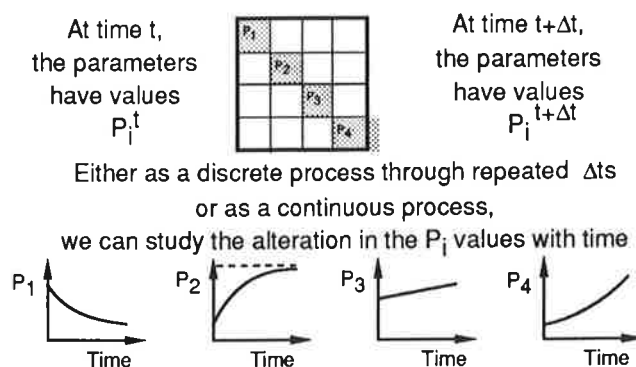


Fig. 7 Parameter value analysis

model the introduction of a perturbation associated with construction and then to be able to establish whether the total process-response system will stabilize, or whether there is any potential for instability. In fact, it is helpful to go further and establish, via this type of modelling, the optimal method of construction.

ANALYSES OF THE SYSTEM RESPONSE

There are several methods for studying the total systems behavior of a rock mass subjected to engineering. Current work on establishing the generic behavioural modes is advancing in two areas:

a) Cellular automata

Cellular automata are dynamic models of assemblages of elements of the rock mass which are being governed by a set of rules (the canon) and which evolve patterns of behaviour with time and engineering perturbations [9,10]. If the cell linkages and behaviour are considered as *a priori* information, the automaton compilation and operation will be in synthetic mode (cf. Fig. 1). Conversely, if the components and mechanisms are established via a hierarchical top-down analysis of rock mass properties and behaviour, establishing the automaton's structure will be in analytic mode (cf. Fig. 1). Indeed, the cellular automaton approach may be the ideal one for rock mechanics because it can be used in both modes. Also, cellular automata have the potential to provide a revolution in modelling capability since many existing numerical methods can be considered as particular cases of cellular automata. If, for example, each cell is operating internally and in conjunction with its neighbours according to the equations governing the basis of the theory of elasticity, then elastic problems can be solved. Similarly, distinct elements can be modelled. If quanta can move from cell to cell, mass transport can be modelled, e.g. water flow. Moreover, coupled problems are automatically solved via the basic canon applied to the cells and are in principle no more difficult to solve than any other problem. Inhomogeneity and anisotropy are potentially inherent aspects of the automaton's morphology. Establishing the macro- and micro-behaviour of the cellular automaton with time, together with parameter value

analysis, are again inherent aspects of the output of the automaton as it changes with repeated time increments. Finally, the 'cognition' of the automaton's behaviour can be characterized and enhanced via neural network analysis. In short, the automata model the rock directly as each element of rock reacts to its neighbours' (changing) conditions

These models, as applied to rock mechanics and rock engineering, are still in their infancy and have not been implementable earlier because of the lack of the necessary computer capacity required. However, all that is about to change and we can look forward to major developments in our subject area through the use of this approach coupled with neural networks to enhance our 'cognition' of the automaton's evolution.

b) Primary state variable evolution and interaction matrix energy flux

This is an approach which formalizes the interaction matrix description of the system [5,11] and uses graph theory [12] to study concurrent and consecutive mechanism

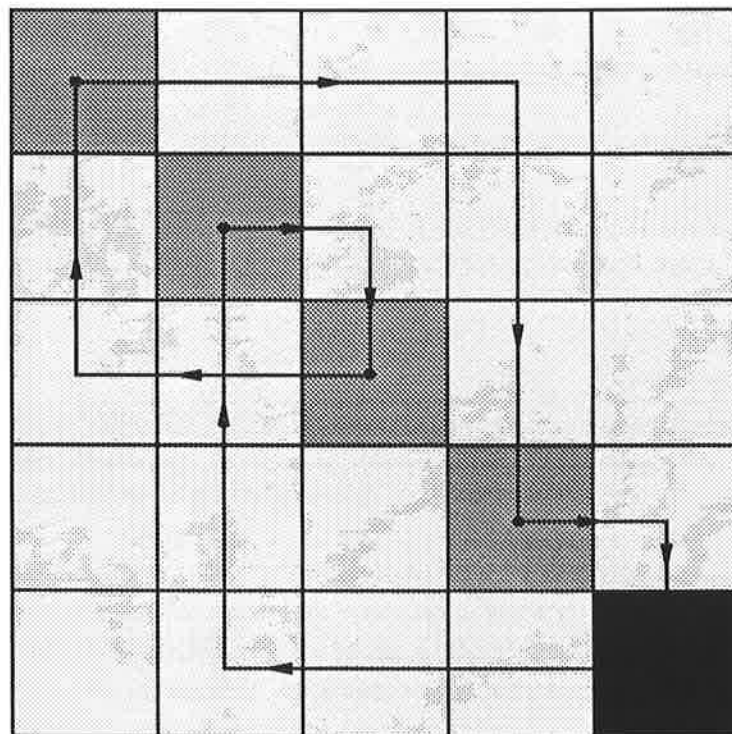


Fig. 8 Pathways through the interaction matrix.

concatenations to simulate system behaviour and to be able to predict the consequences of any type of construction. Consider the concept of a pathway through the generic matrices in Fig. 8. This would represent a particular sequence of events. For example, rock is removed by blasting, the cavern becomes a water sink, water flows from the rock discontinuities into the excavation, the water pressure in the discontinuities is reduced, slip occurs on the discontinuities, a block is released and falls into the excavation, this releases

another block which falls in, then a larger discontinuity is exposed and more water flows into the cavern, the stress distribution around the excavation is altered, the strength of the intact rock is reached, failure occurs.... Such a sequence might be represented by a path through the interaction matrix as in Fig. 8. One of the methods of studying such paths has been developed by Jiao in [5]. Consider the variables x_1 to x_4 along the leading diagonal of a 4x4 matrix and known binary relations between each pair of variables in the off-diagonal boxes. Remembering the clockwise rotation convention, note that the x_1 to x_2 relation, with x_1 as the independent variable, is not the same as the x_2 to x_1 relation, with x_2 as the independent variable. For the path x_1 to x_2 to x_3 to x_4 , the value of x_1 gives the value of x_2 which then gives the value of x_3 which then gives the value of x_4 . (During the progression through the path, the variables switch from dependent to independent variables.) Since the relations can be approximated as piecewise linear relations to any required resolution, the off-diagonal relations can be of any kind. This type of interaction matrix pathway analysis enables rules to be established for the overall stability of the matrix for all paths and for the critical pathways to be established according to criteria set by the project objectives.

A related approach [13] is to consider energy flux in the interaction matrix and hence enable analysis of the potential rock mass behavioural modes resulting from construction. Consider that each of the leading diagonal boxes in the interaction matrix is associated with an energy potential, E_i . This can be considered as a concept in isolation, or the energy potential can be associated with specific primary state variables on the leading diagonal, say the x_1 to x_4 variables just discussed. Via the mechanisms in the off-diagonal boxes, energy is transferred from the i th leading diagonal box, with energy E_i , to the j th leading diagonal box, with energy E_j . (i refers to the matrix row number; j refers to the matrix column number). For a full matrix, this means that energy can be transferred from all leading diagonal boxes to all others. However, energy is only transferred from a higher potential to a lower potential, with the effect that, for one matrix energy transfer increment and for a full matrix, only half the off-diagonal boxes will be transferring energy.

It is particularly useful to consider two separate overall effects: the effect of a leading diagonal term on the system; and the effect of the system on the leading diagonal term. Considering the row and column through a leading diagonal parameter P_i in the interaction matrix (Fig. 9), it can be seen that, for a given time increment of energy transfer, the sum of all the energy increments in the row through P_i represents all the energy leaving P_i , whereas the sum of all the energy increments in the column through P_i represents all the energy being transferred to P_i . Using the convention developed in [1], the row sum, C_i , is termed the 'cause' and the column sum, E_i , is termed the 'effect'. These provide (C_i, E_i) energy transfer co-ordinates that allow the system changes to be plotted. The value of $C_i + E_i$ is a measure of the total energy transfer occurring via a particular P_i . $C_i - E_i$ is a measure of the parameter's energy effect, i.e. whether it is dominant or subordinate. When $C_i - E_i$ is positive, P_i is acting as a source; when $C_i - E_i$ is negative, P_i is acting as a sink. The concept of plotting the (C_i, E_i) co-ordinates is shown in Fig. 10.

The purpose of the computer programs that have been written for this analysis was not only

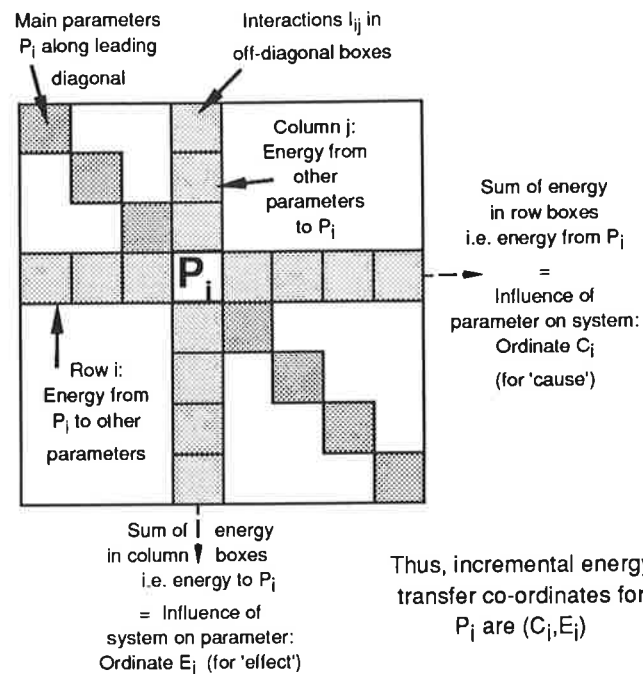


Fig. 9 Generation of 'cause' and 'effect' coordinates.

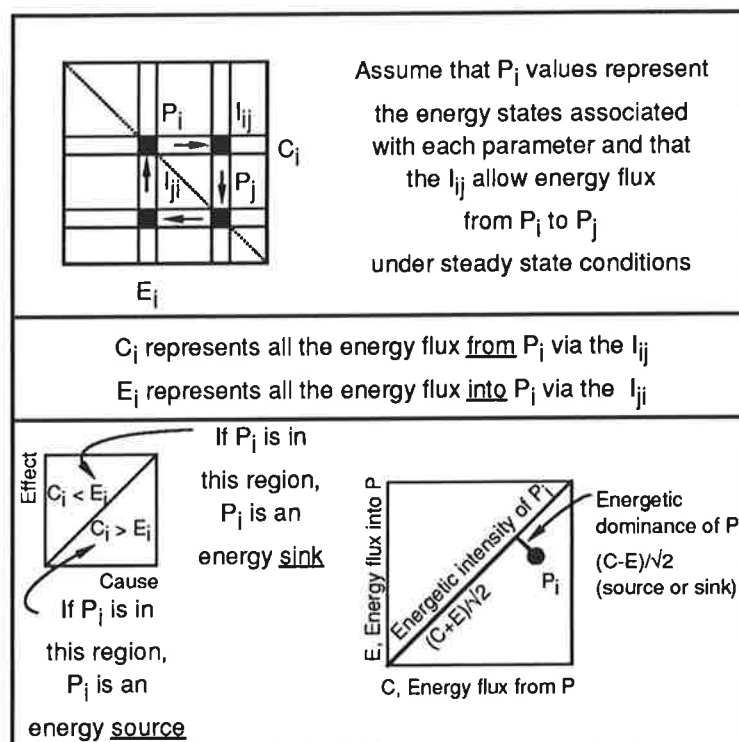


Fig. 10 Plotting the energy coordinates.

to calculate the energy changes that could occur within the interaction matrix but also to generate displays that would help in the 'cognition' of the resulting behavioural modes. Depending on the conditions assumed, the models have manifested attenuatory, oscillatory and chaotic modes. Chaotic behaviour is associated with high energy transfer rates in the off-diagonal terms. (Chaotic behaviour arises from a simple set of rules which then lead to an unpredictable outcome and the possibility of major system changes. Anti-chaos is where a similar set of simple rules can lead to clear structural arrangements, as is the case in the genetic information for the development of organic structures.) It is instructive, therefore, to study all these behavioural modes through computer simulation to know the range of activity that one can expect and also to know how to control the rock mass system during construction in order to achieve the engineering objective.

Although the preceding text has been rather abstract compared to the type of information in for example the Geoguide 4 [17], it was considered necessary to present the basic theory prior to examples such as tunnel and cavern applications — in order that the motivation is completely clear. Thus, as a minimum, the methodology provides a much needed checklist for rock engineering design [18, 19]. As a maximum, it will lead to the development of the fully-coupled model for rock engineering [19, 20].

The author is currently writing a second book in the suite of rock engineering systems books to be titled "Rock Engineering Systems 2: Practical Methodology" in which ten case studies and the way to apply the methodology to any rock engineering situation in practice is described in manual form [11]. The third book, "Rock Engineering Systems 3: The Fully-Coupled Model" will contain the theoretical development and explanation of the fully-coupled model, which allows all the factors to be taken into account with their mechanical behaviour. A pre-cursor paper is currently being prepared [20].

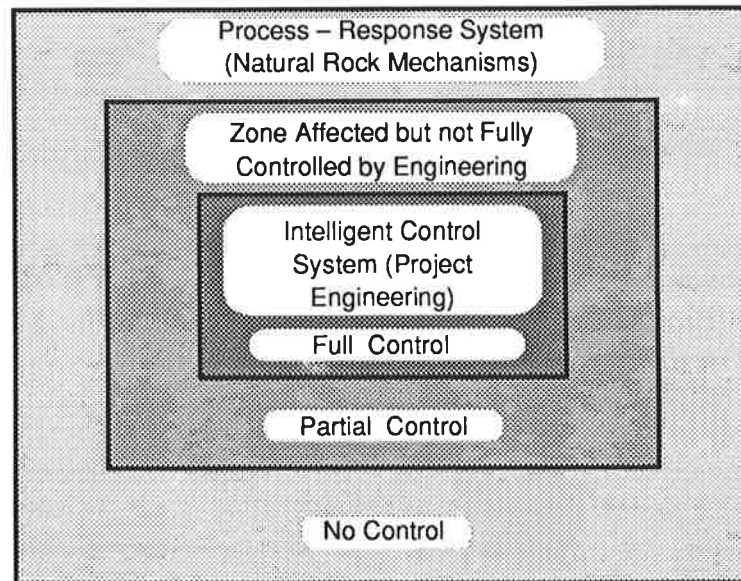
CONCLUSIONS

It was seen in relation to Fig. 5 how the evolution of the interaction matrix through time summarizes the parallel and serial nature of rock mechanics mechanisms and construction. There is a natural process-response system before construction starts. The rock is investigated through the site investigation process which slightly perturbs the rock. A particular construction scheme is decided upon and then implemented — effectively in a serial way compared to the parallel nature of the rock mechanics process-response system. Construction is implemented in the zone where the structure is required, and the near-field is affected. There is a far-field which is defined as the zone not significantly disturbed by the engineering works. Construction then stops and monitoring occurs as necessary. Then, the total system reverts to a natural process-response system with the structure contained on or in the rock mass.

This leads to the ideas illustrated in Fig. 11. Engineering is an intelligent control system superimposed on the rock mass. Within the context of the project objective, full control is exercised in this region — interpreted as a cybernetic feedback control system implemented

on the rock mass. Around the project there is a zone affected but not fully controlled by engineering; in this region there is partial control. Beyond this region, there is the natural process-response system in which there is no control. It is always helpful to think about these three regions when deciding on the design of construction.

There are two main methods of engineering control techniques. If the off-diagonal terms



The term 'Full Control' is used within the context of the project objective

Fig. 11 Controlled, affected and unaffected regions.

are close to zero, the parameters are almost independent and engineering control can be applied to each parameter separately (if physically possible). If the off-diagonal terms have high values, the parameters are interactive and engineering control has to be indirect to some extent. Control must then involve predicting how a specific disturbance will attenuate in the matrix to an equilibrium state. Naturally, there will be a wide spectrum of possibilities between these two extremes and it may well be that some parameters can be independently controlled whereas others in the same system cannot be. Whichever is the case, it is prudent to study the interactions between all the parameters — see, for example the radioactive waste repository example [19].

Thus, one of the ways ahead in applying rock mechanics to rock engineering construction is to enhance design methodologies through the many aspects that have been mentioned and intimated at in this paper. The systems approach leads naturally to rock mechanics and rock engineering audits. Bieniawski has suggested a set of principles [14] and I have proposed a suite of audits [1]. (Increasing computerization of support capabilities for such audits has

been developed [15,16]). There should be an information audit to establish that enough information is available to solve the project engineering problem. There should be a technical audit to decide whether indeed the design is correct. There should be a financial audit to check that the design can be implemented in an acceptable financial manner. There should be an environmental audit. There could be an energetic audit to consider the movements of energy throughout the rock mass. I believe that there should also be an entropic audit. All mechanisms will lead to energy losses and an increase in entropy. Increases in entropy are generally associated with disorder. We therefore have to consider whether the local order created by the construction project and the benefit associated with it outweigh the inevitable greater increase in disorder with the associated disbenefit.

Preliminary considerations of how these ideas can be applied to rock engineering have also been discussed. More direct information with specific examples will be given during the associated oral presentation.

ACKNOWLEDGEMENTS

The content of this paper and the material from which it is derived [1,2] are based on 26 years of research, teaching and consultancy supported by the US and UK Governments and many other clients in many countries, including Sweden. I should like to acknowledge everyone who has helped me during this time — especially at the University of Minnesota-Minneapolis, the UK Transport and Road Research Laboratory, the Headquarters of the UK Department of the Environment, the University of Wisconsin-Madison, the UK Building Research Station, Imperial College and in many holes in the ground in many countries. Relating specifically to rock engineering systems, the research reported here has been sponsored in part by the United States Army through its European Research Office. I appreciate all the 'systems discussions' which I have had with Peter Arnold, Christine Cooling, Lyn Flook, Kemal Gokay, John Harrison, Carol Hudson, Fin Jardine, Dean Millar, Max de Puy, Doug Spencer, Akio Tamai, Branko Vukadinovic and Yong Jiao. Dean Millar has developed the cellular automaton program discussed in the text. Yong Jiao had the idea for the explicit evaluation of sequential mechanism analysis in the interaction matrix. Without them, I would not have had so much to say and show. My wife, Carol, has helped with everything. Without her, I would not have enjoyed it all so much.

REFERENCES

1. Hudson, J. A. *Rock Engineering Systems: Theory and Practice*, Ellis Horwood Ltd., Chichester, p.185 (1992).
2. Hudson, J. A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press, Oxford, p.4000 (1993).
3. Pande G. N., Beer G. & Williams J. R. *Numerical Methods in Rock Mechanics*, John Wiley & Sons, Chichester, p.327 (1990).
4. Arnold P. *The Development of a Rock Engineering Methodology Using a Systems Perspective*. PhD thesis, Imperial College, University of London (1993).

5. Y. Jiao. *Formalizing the Systems Approach to Rock Engineering* PhD thesis, Imperial College , University of London (in preparation, 1993).
6. Dury G. H. *An Introduction to Environmental Systems*, Heinemann, London, p.366 (1981)
7. Wei Lingli *Numerical Studies of the Hydro-Mechanical Behaviour of Jointed Rocks*, PhD thesis, Imperial College, University of London, p. 297 (1992).
8. Almenara J. R. *Investigation of the Cutting Process in Sandstones with Blunt PDC Cutters*, PhD thesis, Imperial College, University of London, p. 165 (1992).
9. Millar D. L. and Hudson J. A. Rock engineering system performance monitoring using neural networks. *Artificial Intelligence in the Minerals Sector*, Proceedings of an Institution of Mining & Metallurgy Conference, April (1993).
10. Millar D. L. *Neuro-Control of Rock Engineering Systems*. PhD thesis, Imperial College , University of London (in preparation, 1994)
11. Hudson J. A. *Rock Engineering Systems 2: Practical Methodology* Ellis Horwood (in preparation, 1994)
12. Carre B. *Graphs and Networks*, p. 277. Clarendon Press, Oxford, (1979).
13. Hudson J. A. & Hudson J. L. Establishing potential behavioural modes of rock engineering systems by computer simulation of interaction matrix energy flux, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, 1993.
14. Bieniawski Z. T. *Engineering Rock Mass Classifications*, John Wiley & Sons, New York, p.251 (1989).
15. Mutagwaba W. *Design of An Intelligent Mining Decision Support System*, PhD thesis, Imperial College, University of London, p. 350 (1991).
16. Gokay, K. *Developing Computer Methodologies for Rock Engineering Decisions*. PhD thesis, Imperial College, University of London (1993).
17. Berthelsen, O.J. *Geoguide 4: Guide to Cavern Engineering*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, p.156 (1992).
18. Tamai, A. Parameter Priority and Interactions for large Underground caverns Based on Literature Surveys. *Research Report*, Imperial College, University of London, p.62 (1990).
19. Stephansson O. & Hudson J. A. *SKI/SKB FEPs Identification and Characterization via the Rock Engineering Systems Approach*. SKB Report 93-36 (1993).
20. Jiao Y. & Hudson J. A. The structure of the fully-coupled model (*in preparation*, 1994).

SPRUTBETONG

Shotcreting

Introduktion: Jonas Holmgren

SHOTCRETE AS A TUNNEL SUPPORT - A ROCK MECHANICS STUDY

Sprutbetong som tunnelförstärkning - forskning ur bergmekanisk synpunkt

Yanting Chang, KTH

Håkan Stille, KTH

1. INTRODUCTION

As a rapid and economic support measure, shotcrete has been widely used all over the world in tunnelling engineering for decades. On the one hand, much attention has been paid to improving the properties of shotcrete materials and the performance of shotcreting equipment. On the other hand, there is a lack of study on shotcrete from a rock mechanical point of view. For the application in tunnels, the shotcrete has two most distinguish characteristics:

- the lining follows the contour of tunnel surfaces, which are often uneven or waved due to the nature of rock mass or unfavourable blasting performance;
- the lining starts to bear loads from rock mass at early ages, while its mechanical properties are under hardening process.

A study concerning these two aspects is presented in this paper. When a tunnel is excavated by the drill and blast method, tunnel surfaces are usually waved and uneven, sometimes there is substantial overbreaking due to the nature of the rock mass or unfavourable blasting performance. The unevenness or irregularities make the tunnel section deviate, sometimes significantly, from the designed section which may be perfectly circular, elliptical, horse-shoe shaped or rectangular. With focus on weak rock, this paper will first present a study by a laboratory model testing and numerical analysis. The model testing is aimed at gaining overall information on the influence of the irregularities, while the numerical calculation is done in order to obtain ground reaction curves of tunnels with waved cross-sections and the structural behaviour of irregularly shaped plates.

Concerning the second aspect, it is clear that the safety of a shotcrete lining is closely related to its strength development associated with the loading process,

which is largely dependent on tunnel excavation procedures. Focusing on weak rock conditions, this paper will present a theoretical study of the influence of tunnel face advances on shotcrete lining safety, based on the review of previous work on the properties of shotcrete at early ages and the behaviour of rock masses in the vicinity of a tunnel face.

2. DESCRIPTION OF SHOTCRETE LINING PROBLEMS

With focus on weak rock, the following will present some types of shotcrete lining failure observed from some actual tunnel projects. Figure 1 illustrates some of typical cracking observed in the shotcrete lining covering irregular surfaces of a tunnel driven in swelling claystones and siltstones (Marulanda, et al, 1977). Figure 1 (a) shows a case where the shotcrete was placed over the tunnel surface with a considerable apex. It can be seen that the cracks are caused by tension due to stress concentration at the apex. This indicates that apexes on tunnel surfaces are the weak points of the support systems. Figure 1 (b) illustrates a place showing the cracks observed on the sidewall where an overbreak resulted from the excavation. It should be pointed out that the cracking of the shotcrete lining did not cause imminent collapse. This type of cracking of a shotcrete lining is most likely to be caused by squeezing of the ground.

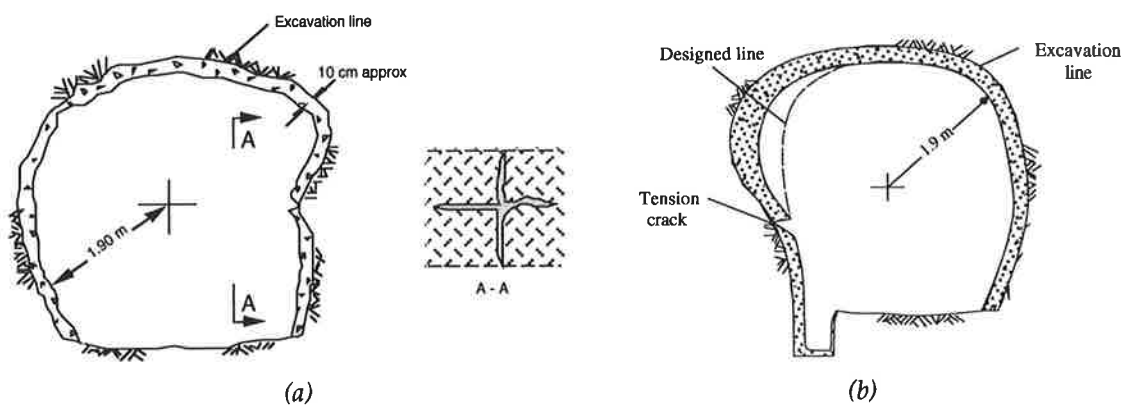


Fig. 1 (a) Tensile cracks at an apex; (b) Cracks due to over-excavation

(a) Dragsprickor på en spets; (b) Sprickor pga övergrävning
(after Marulanda, et al, 1977)

Failures of young shotcrete tunnel linings have also been reported in the past. Figure 2 shows such a case (Ikollstrøm et al, 1993) where a tunnel was driven in very weak to extremely weak rock mass (earth-like material). The excavation

was performed step by step with short rounds followed by rock support installation consisting of plain shotcrete and fully-grouted rock bolts. The excavation progressed without significant difficulties until the contractor forgot to install the specified rock bolts for two successive rounds. When the third round was done, the part without rock bolts collapsed. One month's time was required to pass the cave-in. While ignoring the rock bolts was one major reason for the failure, the shotcrete not having built up its strength during the rounds was certainly another important one. It can be seen from the case that the combination of tunnel excavation and shotcrete-hardening process is very important to short-term tunnel safety in weak ground.

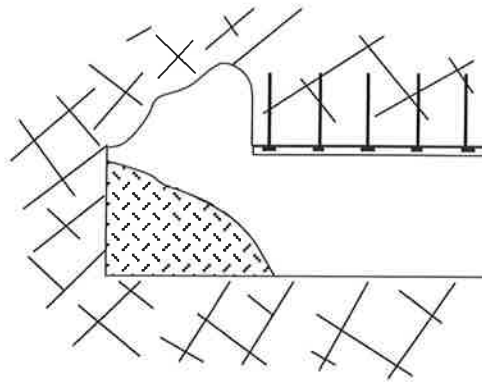


Fig. 2 Failure of a young shotcrete tunnel lining in the vicinity of the face
Brott av ungsprutbeton i närheten av tunnel fronten
 (after Ikollstrøm et al, 1993)

3. EFFECTS OF IRREGULARITIES OF TUNNEL SURFACES

The effects of the irregularities of tunnel surfaces are studied by laboratory testing and numerical analysis. The laboratory testing was carried out at the Division of Soil and Rock Mechanics, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, during the period 1991 - 1992. The scope of the model test in this study is to

- investigate the effects of the irregularities on the overall strength and stiffness of the lining system interacting with poor rock,
- investigate the lining failure patterns of the tunnels with and without irregularities,
- investigate effects of steel fibres in the lining in relation to the irregularities.

In order to relate the results of the model tests to actual tunnelling practice, similitude laws are derived by dimensional analysis based on Buckingham's π -theorem.. From the purposes of the model test of this study, the tunnel lining problem is basically a static and non-body force problem, therefore velocity, acceleration and density will not be taken into account. For such a problem, the following conclusion are made by the authors (Chang, 1994),

For a static, non-body-force tunnel lining problem, a complete similarity between a model and prototype can be achieved, if the material properties and load conditions of the model are identical to those of the prototype, and provided that the geometrical scale is satisfied.

It is impossible to find a material identical to the rock mass in which a tunnel is driven. However, the above statement tells us that if the model materials are chosen so that properties of the materials are fairly close to that of a practical case, and the geometrical scale is satisfied, the deformation measured in the model can be well related to that of the real tunnel by the geometrical scale.

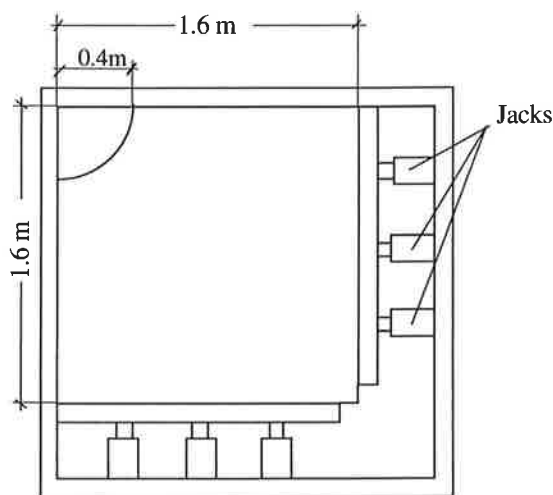


Fig.3 Top view of the model layout
Översikt över modellayout

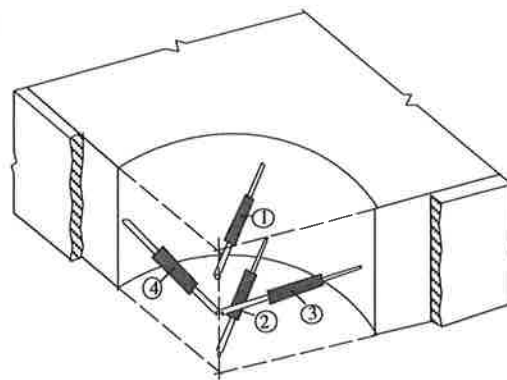


Fig. 4 Placement of convergence meters
Placering av konvergensmätarna

A circular cross-section is chosen as the base section, on which irregularities are formed. The effects of the irregularities on the overall strength and stiffness of the linings are studied by comparing the load-deformation curves measured from the models with different configurations of tunnel surfaces. The dimension of the model was 1.6m x 1.6m x 0.5m and the radius of the "tunnel" was chosen as 0.4 m (Figure 3). The model was loaded by six jacks from two

sides (three on each side), providing hydrostatic load-conditions. Using the axisymmetrical principle, the "tunnel" is located at the corner in order to have easy access to place lining and convergence meters inside the tunnel. Instrumentation during the tests consists of devices for measuring the radial deformations of the tunnel and the oil pressure in the loading system. Four convergence meters were used to measure the deformation and placed as shown in Figure 4. The test results show that the two in the middle of the tunnel (No. 1 and 2) give more consistent readings than the two at the sides (No. 3 and 4). Therefore the average readings from No. 1 and 2 will be used for the comparisons between the models.

The material simulating rock is made from cement, bentonite, sand and water. The material properties were intensively tested by Holmberg (1992) with uniaxial and triaxial tests. The properties of the model material are equivalent to those of rock class IV (poor rock), in accordance with the Geomechanics Classification for Rock Mass Rating (RMR). Therefore, the test results are applicable to poor rock conditions, according to the similitude law mentioned earlier. The lining material consists basically of cement, sand and water, while steel fibres of DRAMIX 30/50 are incorporated 3% by weight for some models.

Two types of irregular surfaces shown in Figure 5 were tested. Totally, seven models as listed in Table 1 have been tested.

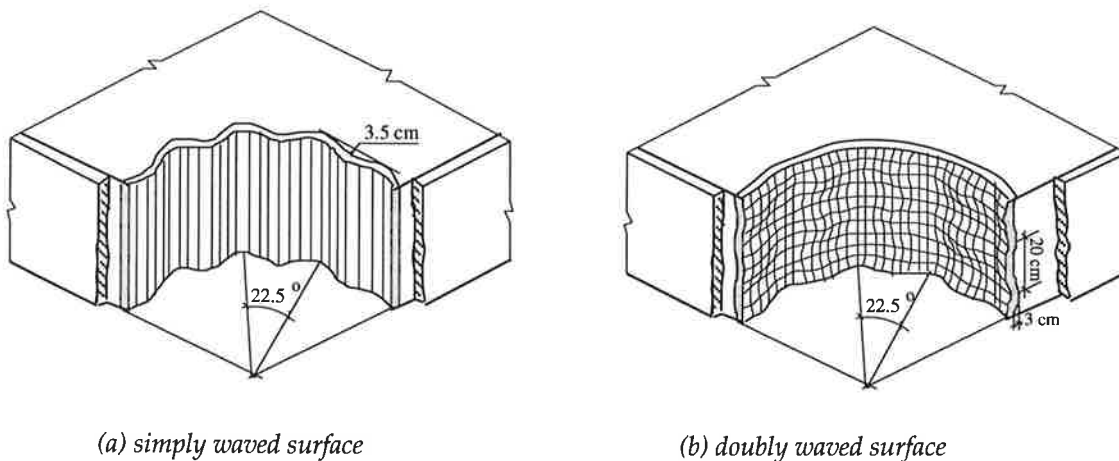


Fig. 5 Two types of waved surfaces tested in the model testing

Två typer av vågformiga tunnelytor testade i modellförsöket

Table 1 Seven model tests performed in the laboratory investigation

Number	Type of Test	Comments
1	Circular, unlined	
2	Circular, lined (2cm)	Lining was too thick
3	Circular, lined (1cm)	
4	Simply waved, lined (1cm)	
5	Simply waved, lined SFR (1cm)	
6	Doubly waved, lined SFR (1cm)	Lining cracked at low load
7	Doubly waved, lined SFR (1cm)	

The effects of irregularities of tunnel surfaces are investigated by comparing the test results from the models with different configurations. In the cases where the tunnel wall is simply waved (Model 4 and 5), the load-deformation curves are quite similar to that of the circular tunnel without lining (model 1) as shown in Figure 6 (a). This indicates that the simply waved lining has little support effect concerning the stiffness and strength of the model. The observations from the model tests show that tensile cracks were present at the apexes at quite low load levels, indicating maximum bending moments acting in the apexes and recesses. Such local cracking will cause deterioration of the lining system as a whole. In the cases where the linings were doubly waved (Models 6 and 7), their support effect is greater than that of the simply waved linings. Both the stiffness and strength are improved (see Figure 6 (b)).

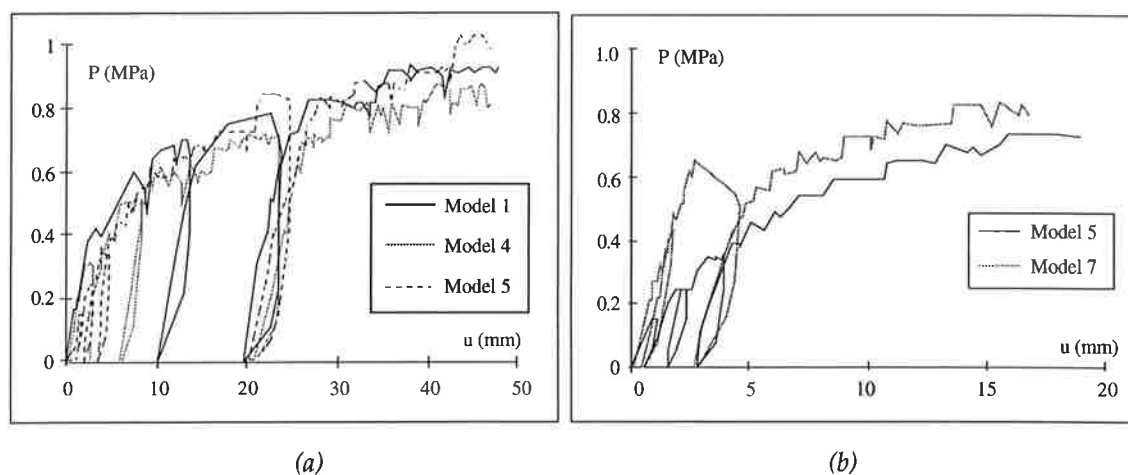


Fig. 6 Comparison between the models
Jämförelse mellan modellerna

A comparison of the doubly waved models with the lined circular model (Model 3) is shown in Figure 7, together with the curves obtained from the theory considering the lining residual strength σ_{cr} (refer to Chang, 1994). It can be seen that the doubly waved models have somewhat higher residual strength than the circular one, while the "stiffness and strength" are almost the same. The reason for the higher residual strength of the doubly waved models is likely due to the contribution of the steel fibres used in the linings. Another reason could be that the irregularities of the tunnel surfaces provide some resistance to the sliding of the linings along the tunnel surfaces after failure of the linings, as illustrated in Figure 8.

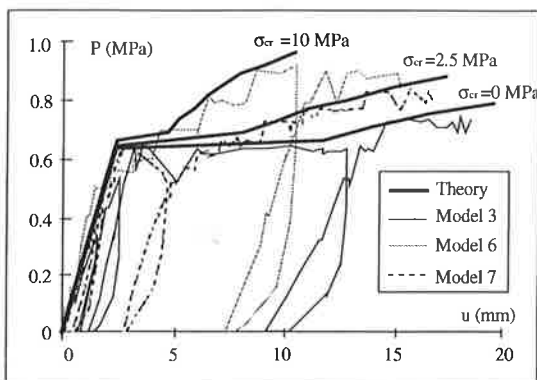


Fig. 7 Comparison of doubly waved and circular models with the theory
Jämförelse av dubbel vågformiga modellen och cirkel modellen med teorin

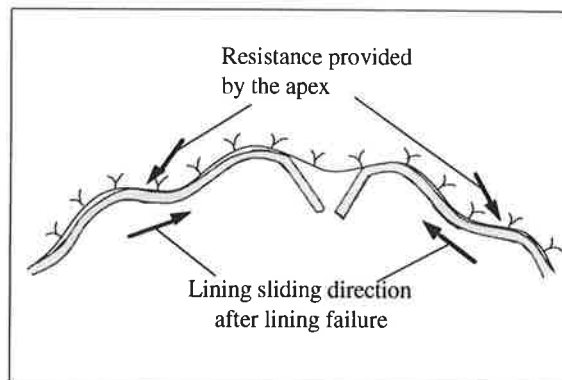


Fig. 8 Irregularities provide resistance to sliding along lining-rock interface
Ojämnheter på tunnelytan gör motstånd mot ytförstärkningens glidning på tunnelytan

Comparing Model 1 (unlined) with Model 3 (lined) together with the analytical results for the two models as shown in Figure 9, it can be seen that the lining significantly increases the load-bearing capacity and the stiffness of the rock-lining system. The load-bearing capacity is increased by 66% in this case. Nevertheless, the analytical curves in Figure 9 indicate that after lining failure the load is totally transferred into the rock mass, because the lining is not reinforced so that it has no residual strength. As a result, the tunnel intends to deform as much as an unlined tunnel. In other words, at lining failure there is a deformation leap (denoted as u_p in Figure 9) from the lined deformation to the unlined deformation. This conclusion is strongly supported by the results from Model 3, where a substantially large deformation was observed after lining

failure. The same observation was also reported by Tazawa et al (1981) in their model tests.

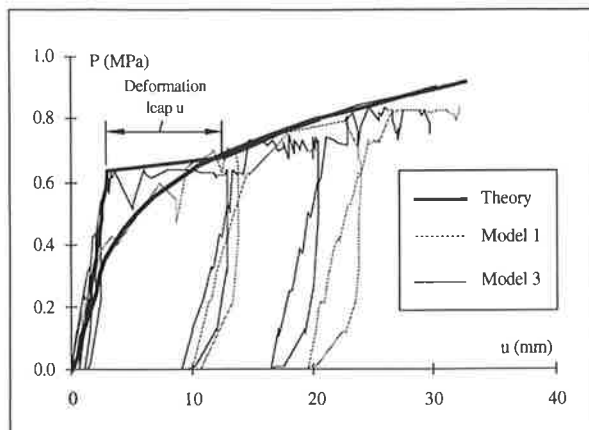


Fig. 9 Comparison of Model 1 (unlined) and Model 3 (lined) with theory

Jämförelse av Modell 1 (oförstärkt) och Modell 3 (förstärkt) med teorin

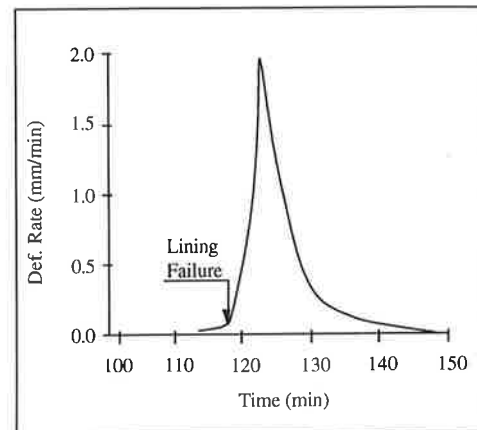


Fig. 10 Observed deformation rate in Model 3 (smoothed)

Observerad deformations-hastighet i Modell 3 (utjämnad)

It should be pointed out that such a deformation leap after lining failure is often accompanied by a high deformation rate. Figure 10 shows the variation of the deformation rate with time observed in Model 3. A peak of the deformation rate can be clearly seen after lining failure. Such a high deformation rate may result in a high risk of progressive failure and is therefore unfavourable for tunnel construction and operation. This phenomenon can be explained as an energy release accompanied by lining failure. A certain amount of strain energy will be stored in the rock mass when the tunnel surface is confined by a lining. At lining failure, the confinement will be vanished and the strain energy will be released. It is clear that the stiffer the lining, the larger the amount of energy that will be stored in the rock mass, and consequently after lining failure, a larger deformation and higher deformation rate will be observed when the energy is released. In other words, the deformation leap is in direct relation to the stiffness of the lining. Therefore, a failure of a heavy support system will result in a high potential of severe damage.

The residual strength of a tunnel lining has apparent significance concerning the deformation leap after lining failure. Figure 11 shows the curves obtained from the analytical solutions with linings of different residual strengths. It can be seen that with a little increase in residual strength, the deformation leap is

considerably reduced, i.e. the risk of a progressive tunnel failure is decreased. It is an apparent fact that irregularities of tunnel surfaces will induce bending loads in a shotcrete lining. The bending in turn will result in tensile stresses, and subsequently cracks in the lining. Therefore, it is important to incorporate steel fibres in the shotcrete, so that a certain residual strength can be maintained after cracking.

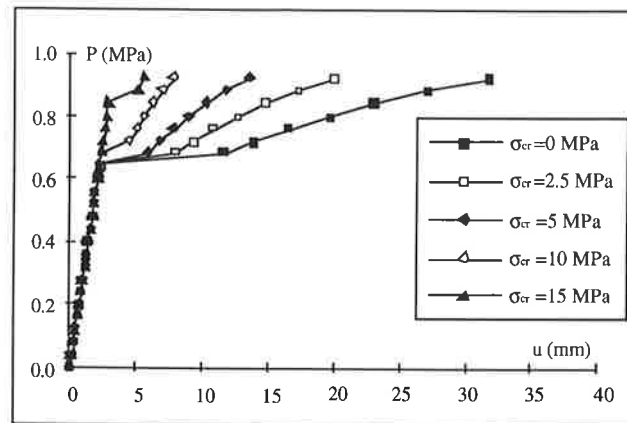


Fig. 11 Influence of the lining's residual strength on the deformation leap
Inverkan av betongens residualhållfasthet på "deformationshopp"

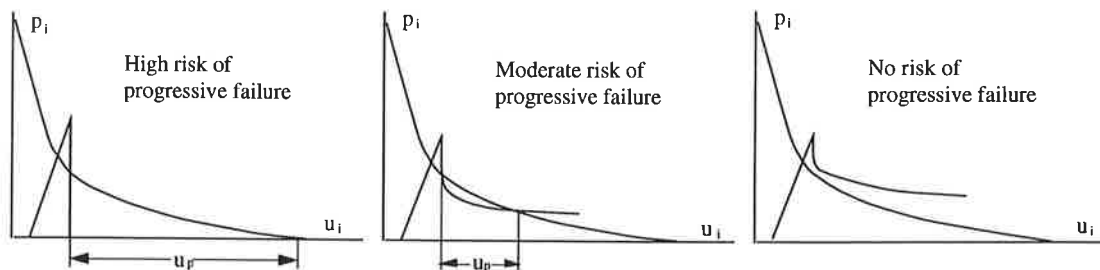


Fig. 12 Requirement on shotcrete residual strength considering the risk of progressive failure in terms of deformation leap u_p by means of ground reaction curves
Krav på sprutbetongs residualhållfasthet med hänsyn till risken av progressivt brott uttryckt i deformationshopp u_p i samband med ground reaction curve (developed after Stille and Franzén, 1990)

The specification of requirements regarding the residual strength of shotcrete is now under intensive discussion. Using the term of the deformation leap u_p , Figure 12 presents a suggestion for specifying the requirements on the shotcrete strengths and residual strengths, taking the risk of progressive rock failure into account based on the concept of ground reaction curves. The advantage of the method is that both the risk of progressive rock failure and the shotcrete

residual strength are considered by one parameter, the deformation leap u_p . The feasibility of the method is suggested to be further studied.

Concerning the influence of irregularities on the behaviour of the rock mass, numerical calculation is carried out to obtain ground reaction curves of tunnels with four different cross sections as given in Table 2. The first case (circular cross section) will be used as a reference. The diameter of the circular tunnel is chosen as 10 m, and the same diameter is taken for the reference circles of other irregular tunnels. The initial stress is assumed to be hydrostatic and the magnitude is chosen as 4 MPa. The properties of the rock are given in Table 3.

Table 2 Cases calculated for ground reaction curves

Case 1	Perfectly circular
Case 2	$n = 16, e = 0.19$ m
Case 3	$n = 20, e = 0.19$ m
Case 4	$n = 16, e = 0.38$ m

n = total number of irregularities
 e = amplitude of irregularities

Table 3 Rock mass properties used in the calculation

Elastic modulus E (GPa)	2.5
Poisson's ratio ν	0.20
Friction angle ϕ	30°
Cohesion c (MPa)	0.25
Dilatation angle ψ	20°
Dilatation factor f	2

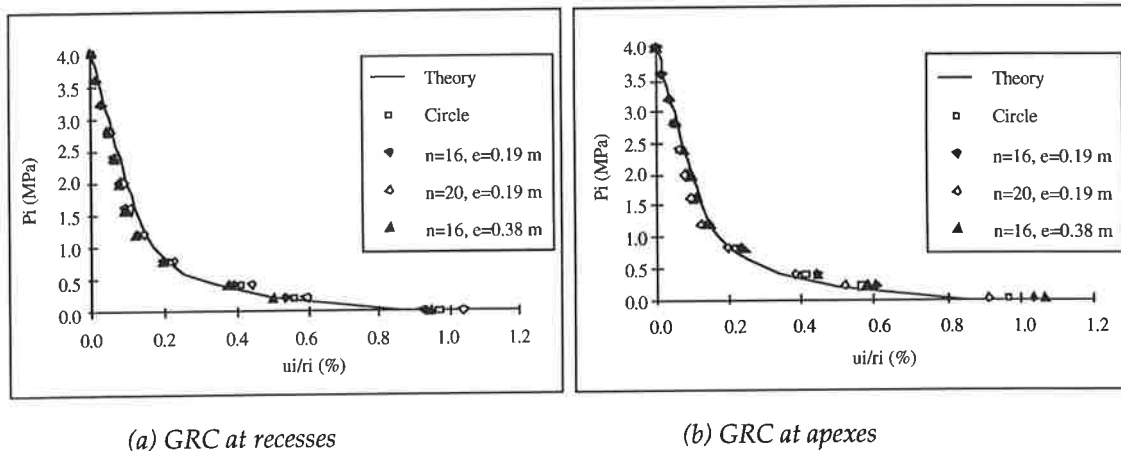


Fig. 13 Ground reaction curves obtained from the calculations and compared with analytical solution

Beräknade ground reaction curves för de olika fallen och jämförelse med teorin

The results are summarised in Figures 13, and compared with the analytical solution. It is very interesting to see that the ground reaction curves of the irregular tunnels are all similar to that of the circular tunnel and the analytical

solution. This suggests that ground reaction curves are insignificantly influenced by the irregularities. It should also be pointed out that the difference in deformation at recesses and apexes is negligible.

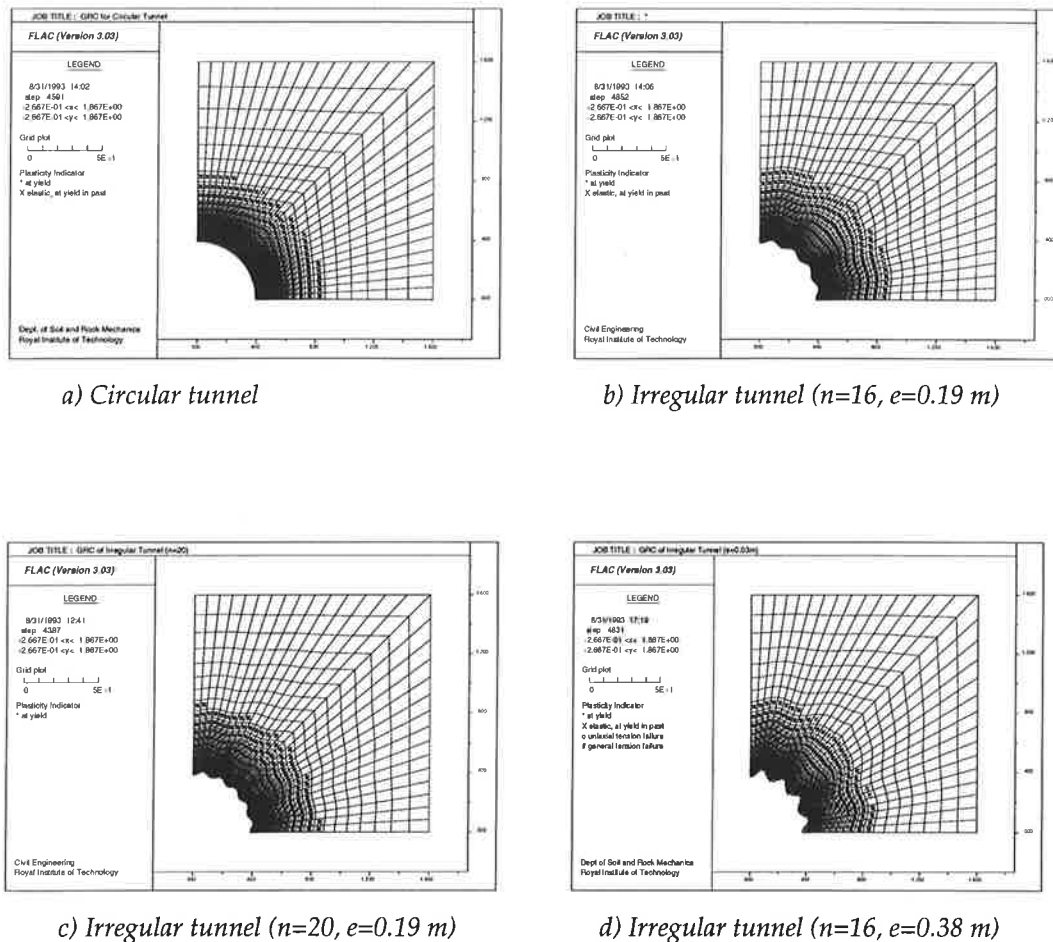


Fig. 14 Plastic zones in rock masses around the tunnels

Plastiskzoner i berget runt tunnlarna

Figure 14 shows the plastic zones developed in the rock mass when the internal pressure becomes null. It can be seen that the plastic zones are unlikely to be affected by the irregularities. This suggests that the stress concentration caused by the irregularities is very local and unlikely to be a cause of a general progressive tunnel collapse. However, the stress concentration at the recesses may cause locally rock pieces to be squeezed out and fall down as observed in the model tests, which is unfavourable for tunnel safety.

4. SAFETY OF A YOUNG SHOTCRETE LINING IN RELATION TO TUNNEL FACE ADVANCE

Generally speaking, the safety of a shotcrete tunnel lining can be categorised into short-term and long-term, as shown in Figure 15 (Stille and Franzén, 1990). A short-term failure occurs during tunnel construction when the load develops at a high rate and exceeds the lining strength at early stages, whereas a long-term failure occurs at final stages. The short-term safety mainly depends on the hardening process of shotcrete and tunnel excavation procedures, while the long-term safety mainly depends on the durability of the shotcrete and the long-term behaviour of the rock mass.

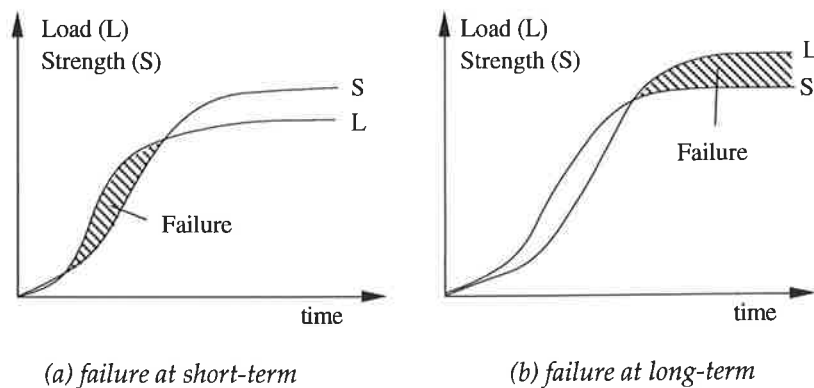


Fig. 15 Two types of shotcrete stability problems in relation to the development of load and strength

*Två olika brottyper på sprutbetong med hänsyn till förhållandet mellan bärighets- och belastningstillväxt
(After Stille and Franzén, 1990)*

To access the problem concerning the hardening process of shotcrete and tunnel face advances, shotcrete properties at early ages and the behaviour of rock mass in the vicinity of a tunnel face have been reviewed (Chang, 1994). The interaction between a shotcrete lining and rock mass in relation to tunnel face advances is very complex in nature. For simplicity, a 2-dimensional approach has been developed (Chang, 1994) as shown in Figure 16. Based on the approach, the following factors are studied by a parametric study:

- the time interval between shotcreting and blasting, which is dependent on the procedures of the excavation,
- the blasting length L_b ,
- the rate of face advance in term of m/time,
- the hardening rate of the shotcrete lining.

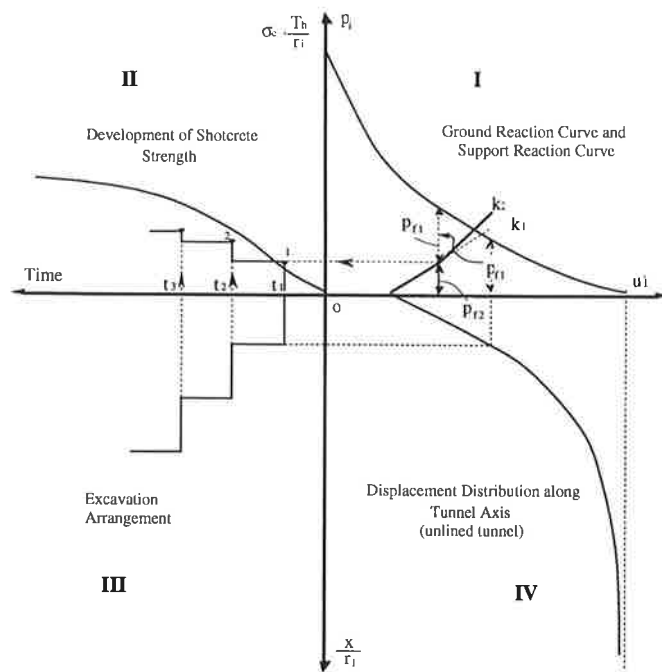


Fig. 16 Schematic diagram for determination of lining load for drill and blast excavation

Schematisk metod för beräkning av sputbetongslast

The parametric study shows that the load on a shotcrete lining is significantly influenced by different excavation arrangements at early ages. If the excavation is improperly arranged, the lining load would develop faster than the strength so that a lining failure would occur. The time interval t_1 between shotcreting and blasting plays an important role in lining safety. It is recommended that shotcreting should be carried out immediately after blasting in order for the shotcrete to have a longer time to develop its strength and stiffness before the next blasting. This is another good reason for applying a shotcrete layer immediately after blasting, in addition to preventing exposure of rock surfaces to the air. The length of blasting should be carefully determined. A long blasting length would result in a high load on the shotcrete lining at early ages and large deformation. The tunnel advance rate in terms of advance length per day also has a certain influence on lining load. A high rate of advance would result in yielding of the shotcrete lining at early ages. The real benefit from a high-early-strength shotcrete is to make it possible to increase tunnel advance rates without resulting in a lining failure. Figure 17 shows an example where the shotcrete lining is overstressed.

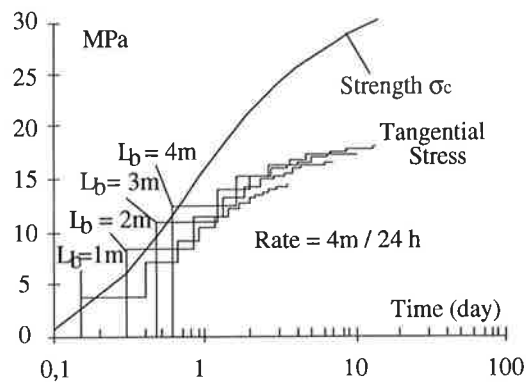


Fig. 17 An example showing the overstressing of shotcrete

Ett exempel på överbelastning på sprutbetong

Table 4 Excavation parameters used in the case

Rate = 4m/24h		
L_b	t_1	t_r
1m	3.7 h	6 h
2m	7.4 h	12 h
3m	11.0 h	18 h
4m	14.7 h	24 h

L_b - blasting length (m)

t_r - time of one working round

The effects of early overstressing of shotcrete has been studied by Moussa (1993) who reported that early loading of shotcrete up to 70% of its strength at early ages (within one week age) may result in considerable losses in strength at later ages. This fact should be recognised in tunnelling practice.

5. CONCLUSIONS

The test results show that doubly waved tunnel surfaces do not have a significant influence on the overall stiffness and load-bearing capacity of the shotcrete linings. Comparing with the model of a circular section, the doubly waved models are likely to have higher residual strength due to the possible resistance provided by the irregularities to the sliding between the lining-rock interface.

Observations from the model tests show that the apexes are the weak points of the lining system, because cracks often occur first at the apexes and the linings split from the rock surface at the same place. Therefore, in tunnel practice bolts should be inserted at the apexes to enhance the bond between shotcrete and the rock surface (see Figure 18). The present systematic bolting method may result in bolts being inserted at recesses, which may have less of supporting effect. An improvement can be achieved by site engineers purposely locating the positions of the bolts at the apexes of the tunnel surface.

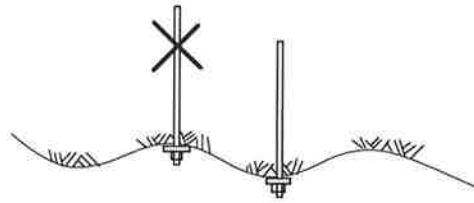


Fig.18 Suggested placement of rock bolts

Rekommenderad placering av bergbultar

It should be pointed out that local cracks in the shotcrete linings at apexes are unfavourable to lining durability, though they do not affect the overall strength of the lining.

It is very interesting to notice that the ground reaction curves obtained by numerical calculations are not much influenced by the irregularities. The numerical calculations by the authors show that the stress concentration is very local and the extension of the plastic zones in the rock mass is nearly unaffected by the irregularities. A smooth tunnel surface will of course give a better stress distribution around the tunnel. In practice, however, strict specifications on the roughness of tunnel surfaces will give rise to an uneconomical tunnel construction. More time and manpower is needed to meet such a requirement. Placing more shotcrete at the recess may smooth out the stress concentration. However, covering overbreaks with shotcrete is very costly. In addition, the model tests indicate that apexes rather than recesses are weak points of lining systems. It is more important to ensure that the shotcrete layer covering the apexes has sufficient thickness.

The theoretical study shows that tunnel excavation arrangements have great influence on the shotcrete lining loading process. If the excavation is ill-arranged, the lining load will develop faster than the strength and will cause over stressing in the lining. Therefore, the arrangement of tunnel excavation should be carefully determined, taking account of the early-age properties of shotcrete and the behaviour of the rock mass in the vicinity of the tunnel face, in order to achieve a safe and fast tunnel construction.

6. ACKNOWLEDGEMENT

This study is a part of the project named "the support of weak rock" funded by the Swedish Rock Engineering Foundation, SveBeFo.

7. REFERENCES

- STILLE, H. & FRANZÉN, T., 1990. "Design of Shotcrete Support from the Rock Mechanics Viewpoint", Engineering Foundation Conference - Shotcrete for Underground Support V, Uppsala, Sweden.
- CHANG, Y., 1994. "Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – A Rock Mechanics Study", Ph. D. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- MARULANDA, A. & ESLAVA, L. F., 1977. "Experience with the Use of Shotcrete in Soft Rocks", Shotcrete for Ground Support, ACI, SP-54.
- KOLLSTRØM, J. I. & GAUSEREIDE, L., 1993. "Aspects to be Considered in Transfer of Norwegian Shotcrete Technology to Other Countries", Proceedings of International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway, Oct. 17-21.

Sammanfattning

Syftet med denna artikel är att presentera de forskningsresultat som framkommit inom ramen för SveBefo-projektet "Sprutbetongförstärkning av tunnlar i svagt berg". I projektet har studerats

- inverkan av tunnelytans ojämnheter på sprutbetongens strukturegenskaper,
- härdningsprocessen av sprutbetong i samband med tunnelfrontens drivning.

Den första punkten har undersökts med laboratoriemodellförsök. Totalt har sju modeller med olika tunnelytor utförts. Resultaten indikerar att sprutbetongens säkerhet inte påverkas särskilt mycket av ojämnheterna av tunnelytan. Modellförsöken har visat att sprutbetongförstärknings systemet vid en rå tunnelyta kan ha en större residualhållfasthet än en glatt tunnelyta, p.g.a. motstånden av ojämnheterna mot ytförstärkningens glidning på tunnelytan.

Den andra punkten behandlar teoretiska analyser med hjälp av "ground reaction curve" koncepten. Överbelastning på sprutbetongen sker om tunnelframdriften inte är anpassad till sprutbetongens härdningsprocess.

UPPFÖLJNING AV SPRUTBETONGFÖRSTÄRKNING, GRÖDINGEBANAN.

Follow-up of the shotcrete supports, Grödinge railway.

Jan Malmtorp, Banverket

Åke Hansson, Banverket

Bo Malmberg, J&W Bygg & Anläggning AB

1. INLEDNING

Grödingebanan belägen ca 2 mil SV om Stockholm är en del i ett utbyggnadspaket för järnvägen som beslutades i riksdagen 1983 med målsättningen att öka spårkapaciteten i regionen.

Banan går från Flemingsberg till Järna via Södertälje och är en 3 mil lång dubbelspårsanläggning.

Projektet delades upp i 5 arbetsområden, varav ett var Igelstatron och ett var järnvägsspecifika arbeten. De resterande tre områdena var "vanliga" markarbeten som förutom 1 000 000 m³ bergschakt, 3 800 000 m³ jordschakt och 25 st broar, innehöll 650 000 m³ tunnelschakt. Tunnelschakten var fördelade med både enkel- och dubbelspårstunnlar och längderna varierade från 50 m till 1800 m med en utförd sprutbetongmängd av över 300 000 m².

Bergprognoserna från förundersökningarna visade i huvudsak på ett ganska bra berg, varför beslut fattades att utföra generell sprutbetong väldigt sent och efter omfattande interna diskussioner. Argumentet som i huvudsak låg till grund för detta beslut var den förväntade låga tillgängligheten att utföra erforderliga inspektioner och eventuella åtgärder.

Detta innebar att våra krav på betongen primärt var att ha mycket god seghet. Entreprenadhandlingarna föreskrev två alternativa metoder för armerad sprutbetong, varav den ena var konventionell med armeringsmattor och den andra var fibersprutbetong.

Samtliga entreprenörer valde att utföra arbetena med fiberbetongalternativet vilket innebar att gällande provningsmetoder måste följas upp och även anpassas till den pågående utvecklingen. För att dokumentera eventuella samband har vi utfört en stor mängd provning av betongegenskaperna, och därav har följande rapport visat på och bekräftat en del intressanta samband.

2. UPPFÖLJNINGENS OMFATTNING

Genom att projektet var uppdelat på olika entreprenader var tre sprutentreprenörer verksamma med, sinsemellan, olika teknik för utförandet. Dessa tre utförandevarianter har i uppföljningen angivits som tre metoder enligt följande:

- Metod A: Våtsprutad betong med betong tillverkad på fabriksbetongstation.
Metod B: Torrsprutning med platstillverkad betong.
Metod C: Våtsprutning med, huvudsakligen, platstillverkad betong.

Vad gäller betongsammansättningar så var variablerna beränsade eftersom uppföljningen, i första hand avsåg studie av kvalitetsvariationer vid fortlöpande produktion med fastlagda betongsammansättningar. Variationer fanns dock beträffande:

- Cementhalt: Redovisad cementhalt var ca 375 kg/m^3 vid torrsprutning och $500\text{--}530 \text{ kg/m}^3$ vid våtsprutning.
- Fibermängd: Varierade mellan 60 och 75 kg/m^3 , men låg₃ huvudsakligen inom intervallet $66\text{--}75 \text{ kg/m}^3$.
- Fiberlängd: Fiber med 30 respektive 40 mm längd användes.

I samtliga fall användes cement av typ Degerhamn Anläggningscement och fibrerna var av typ Dramix med diameter 0.5 mm.

För olika förkommande förstärkningssituationer användes olika typfall av förstärkningskonstruktioner enligt följande:

- Typfall I : Tjocklek 40+20 mm
60+20 mm
80+20 mm
 - Typfall II: Tjocklek 70+20 mm
90+20 mm
- där, t ex 40+20 avser 40 mm stålfiberarmerad betong och 20 mm oarmerat täckande betongskikt.

Typfall I användes i områden med god vidhäftning.
Typfall II var stålfiberarmerad konstruktion kombinerad med bergbultförankring.

Vid uppföljningen avsågs att studera hur väl avsedda tjocklekar kunnat uppfyllas.

De fortlöpande provningarna utfördes bl a på externa laboratorium. Två laboratorium var huvudsakligen aktuella och det var av intresse att se om eventuella skillnader i provningsteknik inverkar på bedömning av sprutbetongens kvalitet. Laboratorierna har betecknats laboratorium 1 respektive 2.

3. ANALYSMETODIK

En huvudmålsättning med studien var att få en kvantifierad uppfattning av variationsområde för aktuella kvalitetsegenskaper. Resultatet av studien är därför uttryckt i statistiska storheter såsom:

- medelvärde
- variationskoefficient
- 90 % konfidensintervall. D v s den undre gränsen motsvarar 5 %-fraktilvärdet. I vissa fall har även andra konfidensintervall beräknats.

4. RESULTAT

4.1 Tryckhållfasthet

Föreskriven betongkvalitet var K40 vilket motsvarar en tryckhållfasthet om 42 MPa efter omräkning till 150 mm standardkub enligt SS 13 72 07.

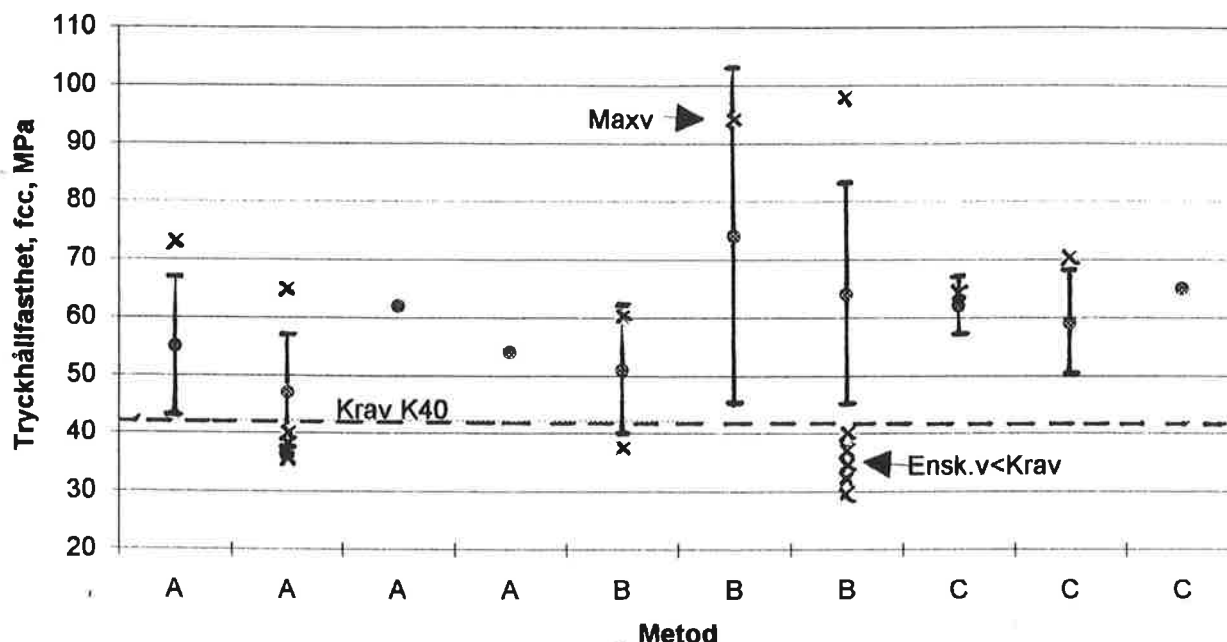
Värdering av tryckhållfasthet enl BBK kap 7.3.3.2, villkor B, för mer än 9 prov innebär följande krav:

$$\begin{aligned} \text{Medelvärde} & \quad m \geq 42 + 1.4s \\ \text{Enskilt värde} & \quad x \geq 42 - 4 = 38 \\ & \quad x \geq 0.8 \times 42 = 34 \end{aligned}$$

där s = aktuell standardavvikelse.

Den uppnådda kvaliteten och inverkan av sprutmetod framgår av FIGUR 1.

Av resultaten framgår tydligt skillnaden i precision mellan de olika sprutprocesserna. Från stor variation för metod B till låg variation för metod C. Med torrsprutningsprocessen i metod B har både de högsta och de lägsta hållfastheterna erhållits.



FIGUR 1. Tryckhållfasthet för aktuella metoder/serier, angivna som medelvärde och 90 % konfidensintervall. Dessutom har maximalt enskilt värde angivits samt enskilda värden underskridande krav på enskilda värden.

Compressive strength for current methods/series, given as mean value and 90 % confidence interval. The maximum single value and single values below the requirement on single values are given as well.

Variationskoefficient för metod B är ca 18 % och för metod C mindre än 10 %.
5 %-fraktilvärdet underskrider krav för K40 både för metod A och B.

Beräkning av krav på medelvärde med hänsyn till aktuell standardavvikelse gav nedanstående resultat för vissa huvudserier med respektive metod (med mer än 9 mätvärden).

Metod	Krav	Akt medelvärde
A	52	55
	51	47
B	58	64
C	50	59

D v s en serie för metod A uppfyller inte kravet K40.

Kontroll av enskilda värden lägre än kravet 38 MPa gav följande resultat:

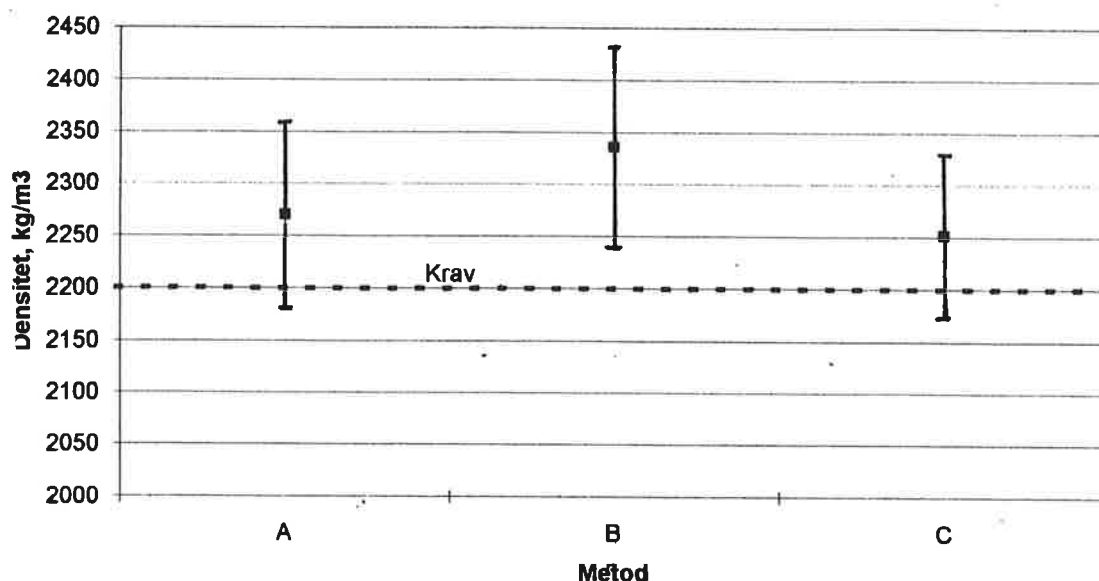
Metod	Antal värden lägre än krav
A	5
	0
B	8
C	0

D v s en serie för metod A samt metod B uppfyller inte kravet K40.

4.2 DENSITET

Föreskriven lägsta densitet var 2200 kg/m^3 .

Av FIGUR 2 framgår att man med både metod A och C erhöill 5 % fraktilvärden som underskrider kravet 2200 kg/m^3 . Normalt betraktas densiteten vara ett bra mått på betongkvaliteten, främst vad gäller tryckhållfastheten. Om hållfasthetsmarginalerna relativt hållfasthetskraven betraktas för metod C enligt FIGUR 1, förefaller dock densiteten vara ett dåligt mått på kvaliteten.



FIGUR 2. Densitet för aktuella sprutbetongmetoder (90 % konfidensintervall).

Density for current shotcrete methods (90 % confidence interval)

Den vanligen använda densitetsgränsen 2200 kg/m^3 är sannolikt baserad på erfarenheter från torrsprutning och kan anses vara ett rimligt undre gränsvärde när denna sprutmetod används. Detta framgår t ex av uppmätta värden med metod B.

Detta förhållande framgår också av följande beräkning av rimliga densiteter för torr- respektive våtsprutad betong baserat på antaganden beträffande sannolika betongsammansättningar.

Metod	Densitet, kg/m^3
Torrsprutning	2250-2400
Våtsprutning	2100-2350

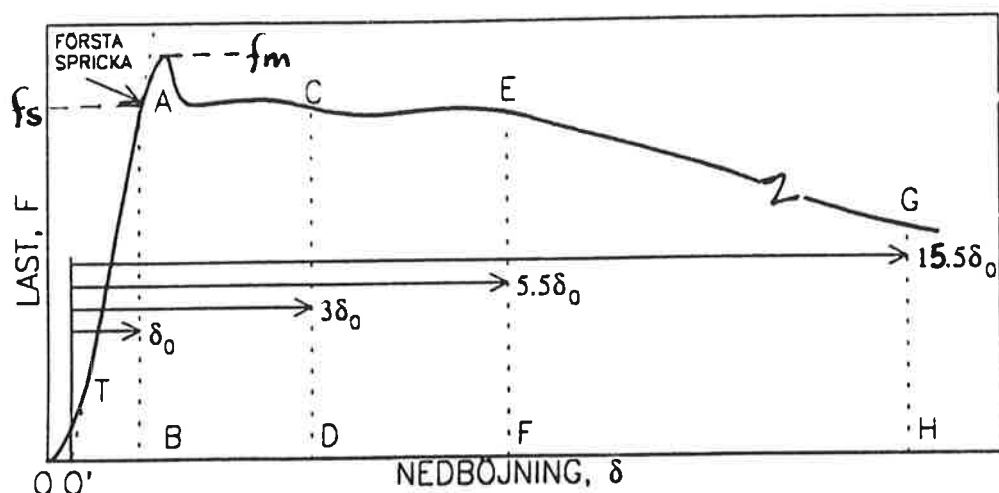
En slutsats är att om ett undre gränsvärde för densitet skall föreskrivas borde detta vara ca 2000-2100 för våtsprutad betong.

4.3 SEGNETSEGENSKAPER

Seghet hos den stålfiberarmerade sprutbetongen bestäms enl ASTM C1018 modifierad enligt "Seghet hos fiberarmerad sprutbetong - Rekommenderad provningsmetod, CBI version 90-10-31". FIGUR 3. Vid provningen bestäms:

- Spänning vid första spricka, f_s .
- Nedböjning vid första spricka, δ_o .
- Spänning vid maximal last, f_m .
- Seghetsindex I5, I10, I30.
- Residualspänning, $R_{5,10/100} \times f_s$
 $R_{10,30/100} \times f_s$

För Grödingeprojektet var krav föreskrivna på max spänning och residualspänningar. Med hänsyn till det provningstekniska intresse som förelåg vad gäller seghetsprovning studerades samtliga ovanstående mätvärden.



FIGUR 3. Parametrar för bestämning av seghet enl ASTM C 1018.

Parameters when estimating toughness according to ASTM C 1018.

Kravet på max-spänning, f_m , var 5.0 MPa.

I FIGUR 4 har max-spänningen relaterats till betongens tryckhållfasthet.

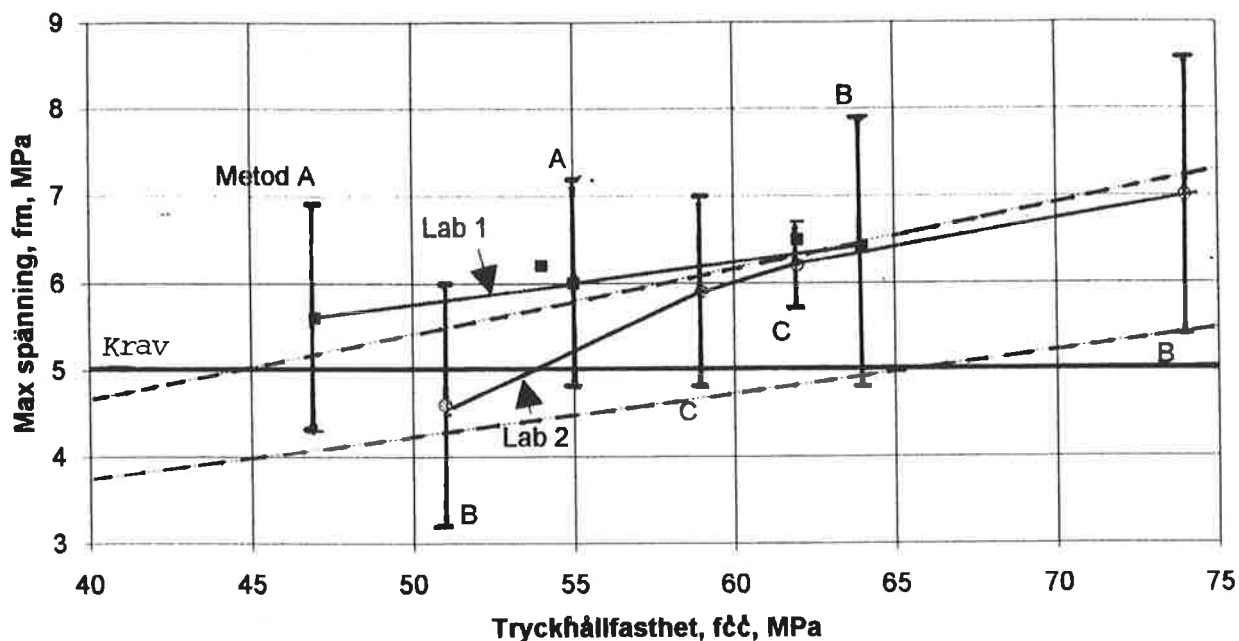
Max spänningen ökar som väntat med ökande tryckhållfasthet. Ökningen överensstämmer väl med normalt förhållande mellan böjdraghållfasthet och tryckhållfasthet enligt Betonghandboken.

Variationerna var även för denna egenskap lägre för metod C, (variationskoefficient < 11 %), än för metod A (variationskoefficient < 15 %) och metod B (variationskoefficient ≥ 15 %).

Med medelvärden för huvudserier och aktuella variationer uppskattades karaktäristiska värden för respektive metod till:

Metod	Karaktäristisk spänning, f_k , MPa
A	4.6
B	4.8
C	5.3

D v s om kravet på max spänning skulle avse ett 5 %-fraktilvärde skulle kravet endast ha uppnåtts med metod C.



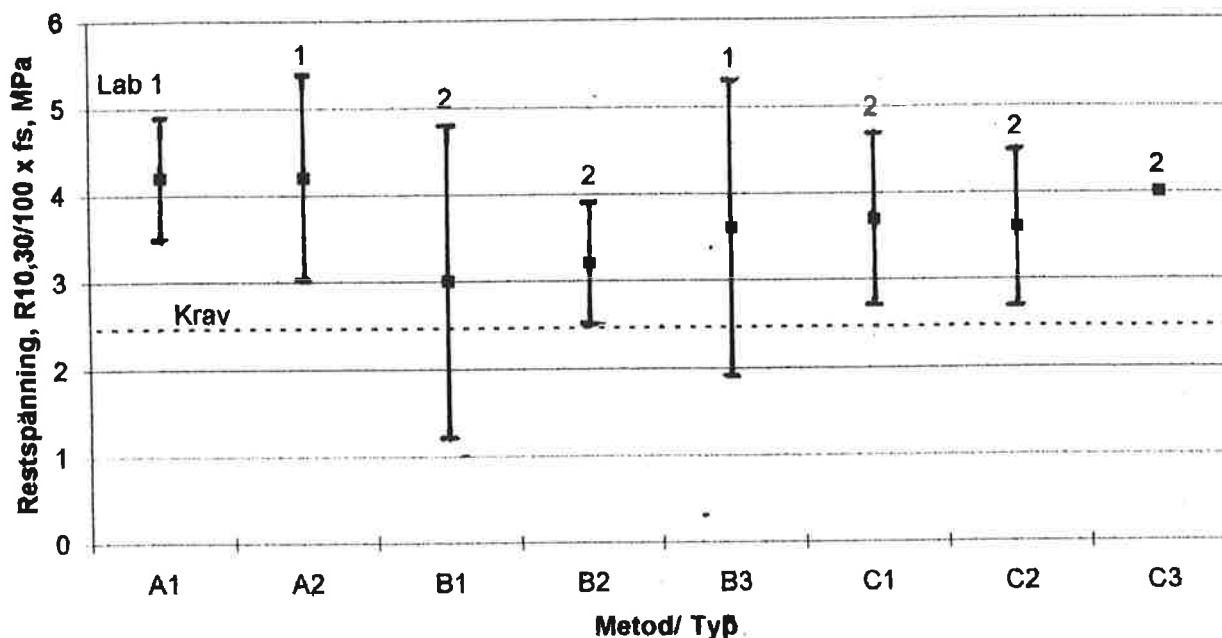
FIGUR 4. Inverkan av tryckhållfasthet på max böjspänning (90 % konfidensintervall). Streckade linjer anger intervall för samband mellan tryckhållfasthet och böjdraghållfasthet enl Betonghandboken.

Influence of compressive strength on maximum flexural stress (90 % confidence interval). Dashed lines indicate interval for relation between compressive strength and flexural strength according to the Swedish concrete handbook.

Krav var också föreskrivet på restspänningen, $R_{10,30/100}f_s$, som skulle överstiga 2,5 MPa.

Av FIGUR 5 framgår att detta krav inte uppnåtts med metod B, om värdering baseras på 5 % fraktilvärdet.

Det förefaller rimligt att förutsätta att variationskoefficienten vid bestämning av residualspänning inte överstiger ca 15 %. Vid en medelresidualspänning ca 3,0 MPa innebär detta variationen ± 0.7 MPa för ett 90 %-igt konfidensintervall.



FIGUR 5. Restspänning $R_{10,30/100 \times f_s}$ för aktuella sprutbetongmetoder (90 % Konfidensintervall)

Residual stress $R_{10,30/100 \times f_s}$ for current shotcrete methods (90 % confidence interval)

4.4 INVERKAN AV PROVNINGSTEKNIK

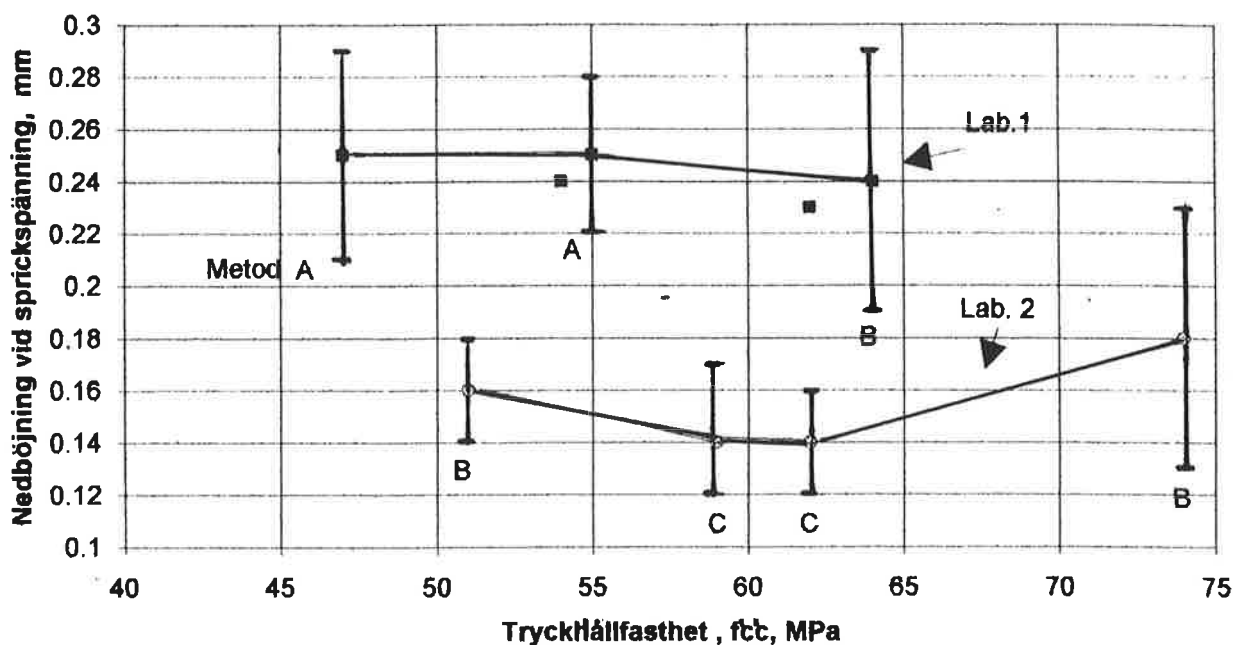
En nackdel vid provning av betongens seghet med metoden, baserad på ASTM C 1018, är att det är förenat med svårigheter, att bestämma balkens nedböjning vid första spricka. Denna nedböjningsnivå, δ_0 , används sedan för att definiera nedböjningsnivåer för beräkning av seghetsindex och residualsänningar.

Uppmätta nedböjningar vid första spricka framgår av FIGUR 6.

Nedböjningen är relativt oberoende av betongens tryckhållfasthetsnivå men skillnaden mellan de aktuella laboratorierna är dock uppenbar.

Liknande skillnader har konstaterats vid tidigare utförda jämförande prov mellan laboratorier i de nordiska länderna.

Problemet med bedömning av när första spricka inträffar belyses också om förhållandet mellan max spänning och spänning vid första spricka studeras.



FIGUR 6. Inverkan av tryckhållfasthet på nedböjning vid första spricka (90 % konfidensintervall).

Influence of compressive strength on deflection at first crack (90 % confidence interval)

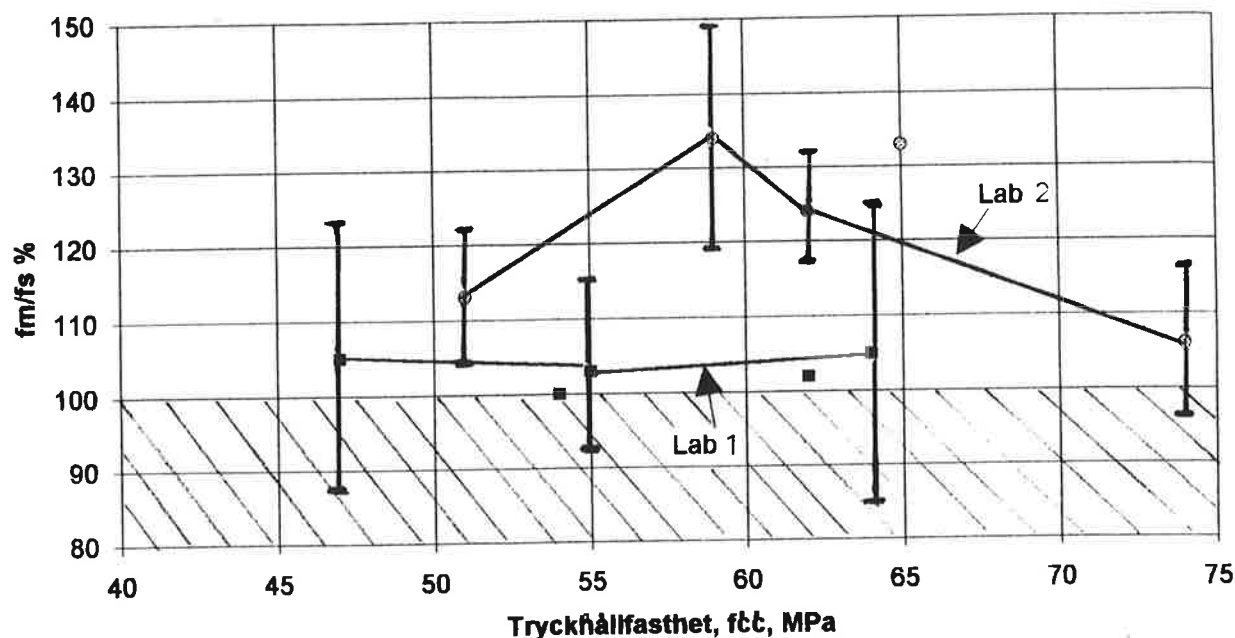
Skillnaden mellan laboratorierna framgår även av FIGUR 7.

D v s

- Enligt laboratorium 1 är skillnaden mellan sprickspänning och maximal spänning, i medeltal, ca 5 %.
- Enligt laboratorium 2 är skillnaden, i medeltal, mellan ca 5 och 35 %.

I FIGUR 8 är två typiska kurvor från respektive laboratorium redovisade samt kravnivåer avseende residualspänningarna R5,10/100xfs respektive R10,30/100xfs. Vid laboratorium 1 sker provning upp till nedböjningsnivå 3.5-4.5 mm medan motsvarande nivå på laboratorie 2 är 1.5-2.5 mm.

Detta beror på tidigare konstaterade skillnader vid bestämning av spänning och nedböjning vid första spricka, eftersom beräkning av seghetsindex sker upp till nedböjningsnivåer i form av multipler av nedböjningen vid första spricka.



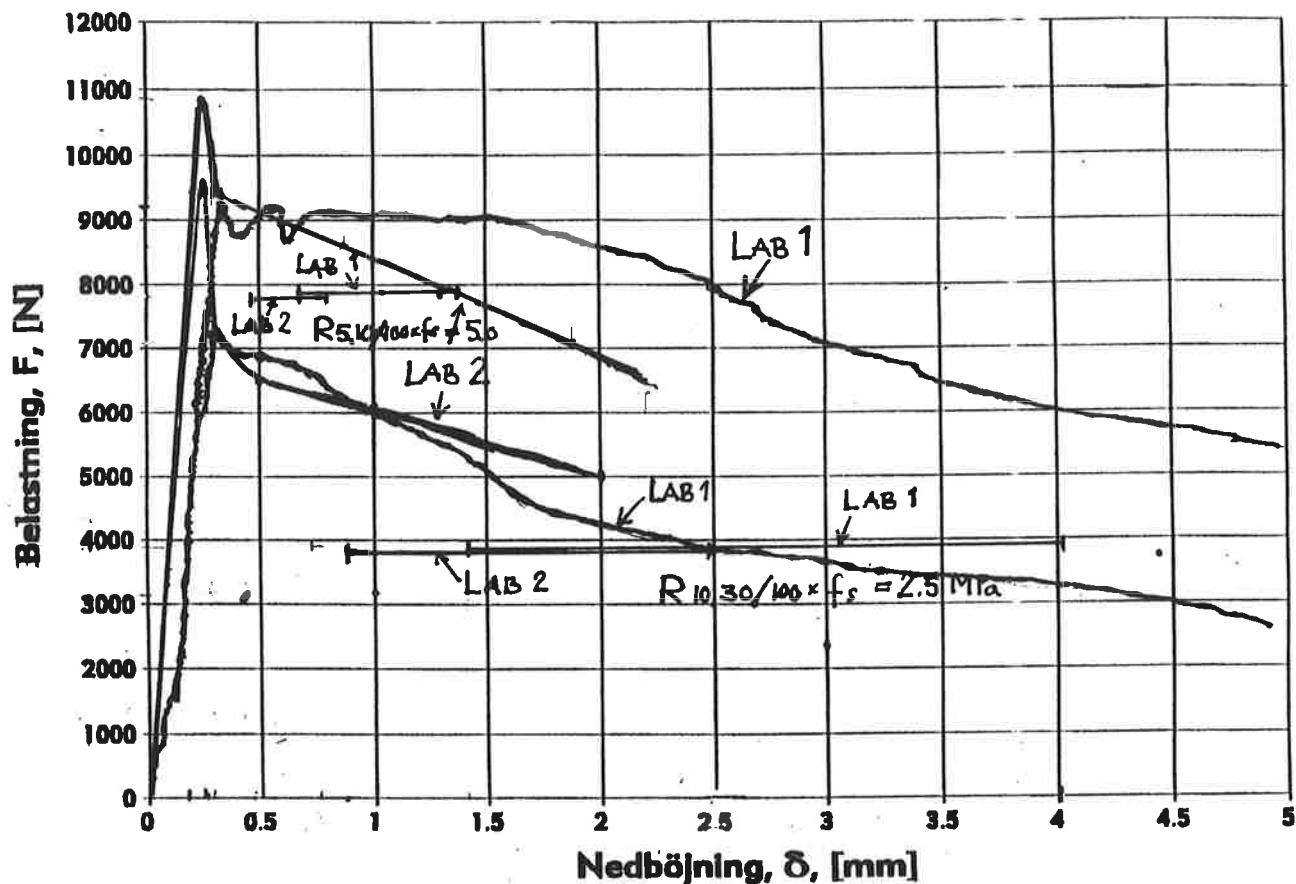
FIGUR 7. Inverkan av tryckhållfasthet på förhållandet mellan max spänning och sprickspänning (90 % konfidensintervall).

Influence of compressive strength on relation between maximum stress and first crack stress (90 % confidence interval)

Enligt figuren är det också noterbart att förloppet efter uppnådd max last är olika. Prov i laboratorium 2 visar en tydlig avlastning efter uppnådd max last vilket inte kan noteras vid prov på laboratorium 1.

De olika belastningsförloppen kan medföra problem att uppfylla ställda krav som mer kan bero på provningstekniska problem än egenskaperna hos det provade materialet. T ex

- Vid prov på laboratorium 1 uppfyller den övre kurvan krav både avseende R5,10/100xfs och R10,30/100xfs, medan den undre kurvan inte uppfyller dessa krav.
- Vid prov på laboratorium 2 uppfyller den övre kurvan båda kraven medan den undre inte uppfyller krav på R5,10/100xfs.
Detta senare krav skulle kanske ha uppfyllts om prov utförts på laboratorium 1.



FIGUR 8. Typiska last-nedböjningskurvor från prov av seghet enl ASTM C1018 på laboratorie 1 resp 2.
OBS! Provningarna på de båda laboratorierna avser inte identiskt lika betong.

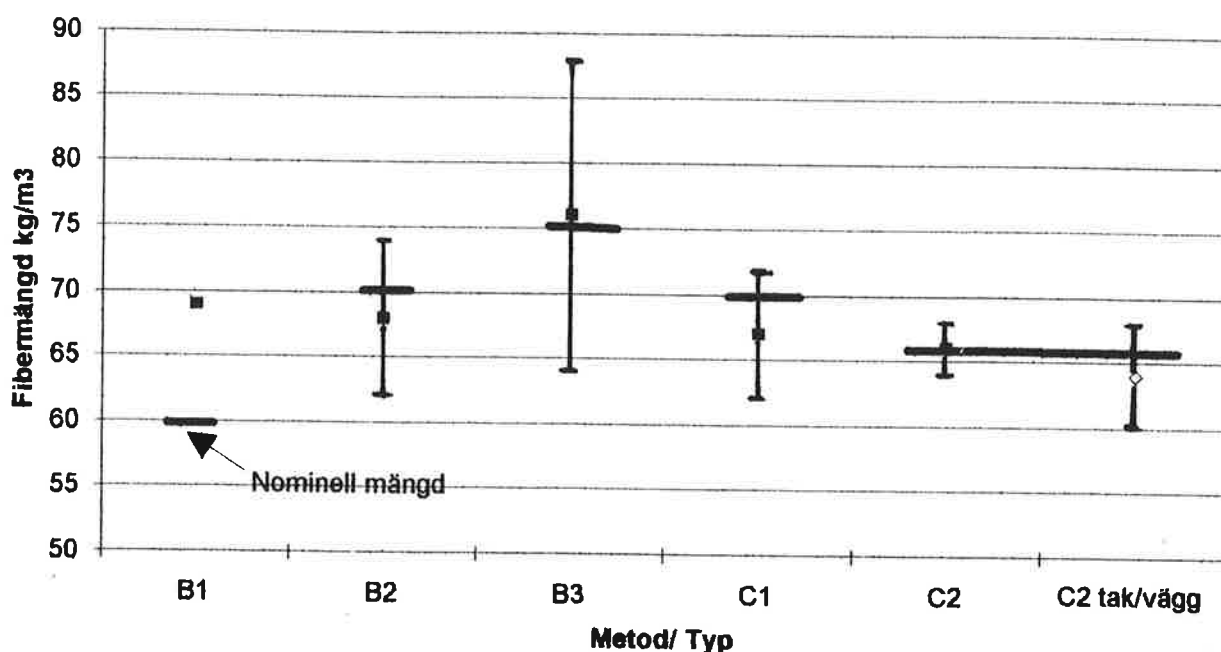
Typical load-deflection curves from tests on toughness according to ASTM C 1018 on laoratory 1 and 2 respectively.
To be observed! The tests on the two laboratories are not performed on identic concrete.

Det är inte möjligt, utan närmare vetskap om förfarandet vid respektive laboratorium, att bedöma vilken av visade belastningsförlopp som är det "rätta". Exemplet belyser endast vikten av att ett harmoniserat förfarande etableras. Risk finns annars att provningar kommer att utföras på det laboratorium där chansen att klara kraven är störst. Sådana initiativ har nu tagits vilket förhoppningsvis kan eliminera detta problem.

4.5 FIBERMÄNGD

Vid metod C ersattes den fortlöpande provningen av seghet hos betongbalkar, med fortlöpande kontroll av fibermängden genom urvaskning ur den färska betongmassan i samband med sprutning. Betongmassa för provning uttogs främst i blandningstrumma (balja) men vissa prov har även togs ut från vägg och tak efter sprutning. Urvaskningsprov utfördes likaså vid metod B.

Av FIGUR 9 framgår 90 %-iga konfidensintervall, medelvärden samt den avsedda doseringen.



FIGUR 9. Verkliga fibermängder bestämda genom urvaskning (90 % konfidensintervall) jämfört med nominella mängder för aktuella sprutbetongmetoder.

Real fiber contents measured by wash out test (90 % confidence interval) compared with the nominal contents for current shotcrete methodes.

Medelvärdet för doseringen är vanligen mindre eller lika med den avsedda doseringen. D v s någon säkerhetsmarginal existerar inte vilket kanske inte heller är nödvändigt om tillräcklig säkerhet redan beaktats vid val av dosering med hänsyn till krav på t ex residualspänning.

Om säkerhet skulle läggas även på doseringen för att 5 %-fraktilvärdet skall motsvara avsedd dosering skulle detta medföra behov av "överdosering" med 5-10 kg fiber/m³.

Mätningar av fibermängd i balja resp tak/vägg vid metod C (våtsprutning), antyder fiberspill om ca 3 %, d v s ca 2 kg/m³ vid dosering 65-70 kg/m³.

4.6 TJOCKLEK

Föreskriven tjocklek var beroende av aktuellt typfall för förstärkningen och acceptabel variation för medeltjockleken var ± 10 %.

I FIGUR 10 redovisas konfidensintervall för uppmätta tjocklekar vid olika förkommande typfall av förstärkningar. Mätningar utfördes både före och efter applicering av 20 mm oarmerat täckskikt.

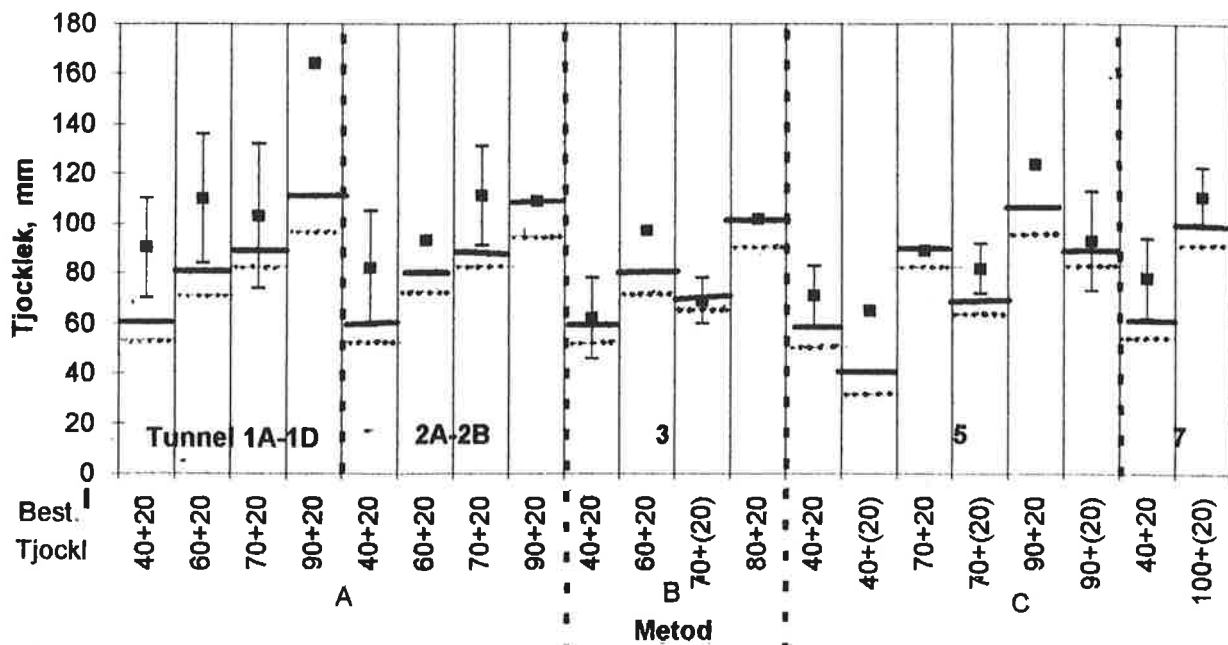
OBS! Variationsområdena i figuren avser 80 %-iga konfidensintervall. D v s sannolikt underskrider 10 % av antal mätvärden det undre gränsvärdet.

För metod A uppfyller det beräknade fraktilvärdet (10 % fraktil) avsedda tjocklekar, men spridningen är relativt stor.

För metod B är variationen mindre men avsedda tjocklekar underskrids i högre grad än med metod A.

Med metod C är variationen också reativt låg och avsedda tjocklekar uppfylls, i de flesta fall, och i vissa fall med mycket god marginal.

Sammanställningen visar, som väntat, att det är lättare att styra tjockleken (mindre variationer) med torrsprutning än med våtsprutning. Vid våtsprutning krävs således en större "genomsnittlig övertjocklek" för att uppfylla angivna krav. Alternativt krävs en stor yrkeskunskap och väl fungerande utrustning för att minimera variationerna och därmed behovet av "övertjocklek".



FIGUR 10. Uppmätt tjocklek (80 % konfidensintervall) jämfört med beställd tjocklek för aktuella sprutbetongmetoder och tunnlar. Streckade linjer avser acceptabel undre gräns (-10 %).

Measured thickness (80 % confidence interval) compared with the expected thickness for current shotcrete methods and tunnels. Dashed lines indicate the accepted lower limit (-10 %).

4.7 VIDHÄFTNING

Vidhäftningshållfastheten mellan betong och berg skulle, enligt föreskrifterna, uppgå till minst 0.5 MPa. Enligt BBK-79 avses här medelvärde av 3 provningar. I BBK anges också att inget enskilt värde får understiga 0.5 gånger detta värde d v s 0.25 MPa.

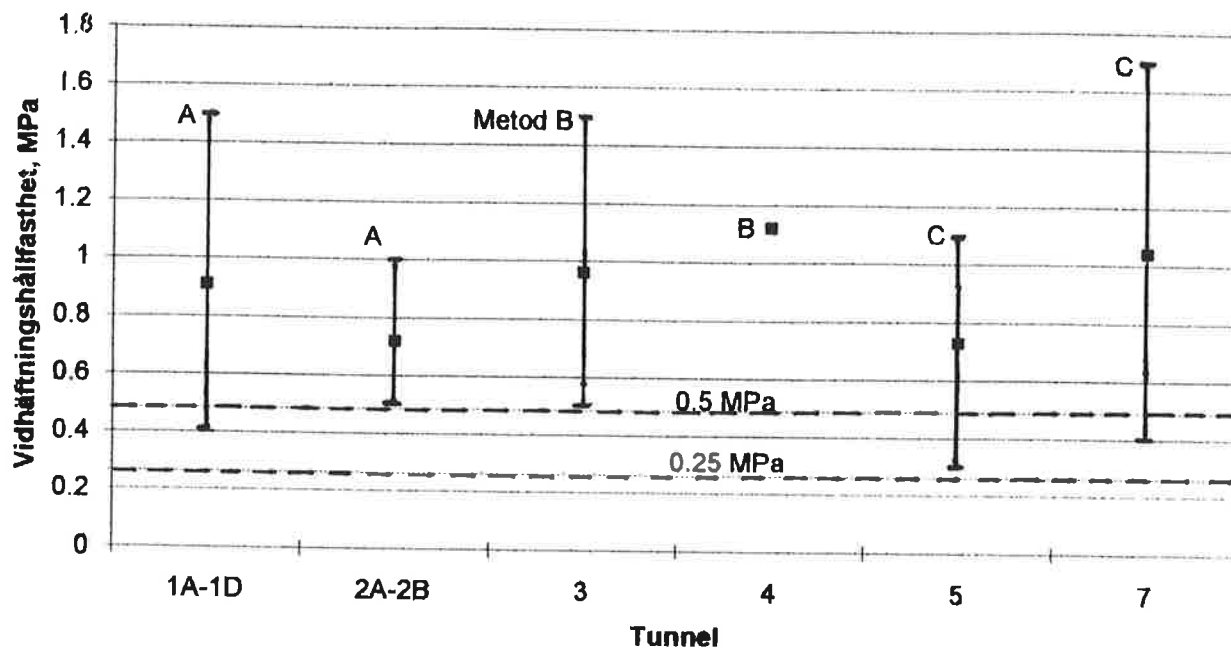
I FIGUR 11 redovisas 80 %-iga konfidensintervall beräknade på medelvärden från vidhäftningsprovningar.

Variationskoefficienten för vidhäftningshållfastheten är som väntat, mycket stor; ca 40-50 %. För metod A finns dock en mätserie med betydligt lägre variation, ca 27 %.

Den stora variationen innebär att kravet 0.5 MPa endast uppfylls i två mätserier (tunnlar) trots att värdering

gjorts med avseende på 10 % fraktil. D v s vid fortlöpande provning av vidhäftning är det naturligt om minst 10 % av beräknade medelvärden underskrider kravet 0.5 MPa.

Variationerna innebär också att kravet, 0.25 MPa, på enskilda värden inte uppfylls.



FIGUR 11. Vidhäftningshållfasthet (80 % konfidensintervall) för aktuella sprutbetongmetoder och tunnlar. Streckade linjer anger kravnivåer.

Adhesion strength (80 % confidence interval) for current shotcrete methods and tunnels. Dashed lines indicate requirements.

Av använda sprutmetoder skulle man kunna förvänta sig en något högre vidhäftning med metod B (torrsprutning) än de övriga. Någon signifikant sådan effekt kan inte noteras, men en tendens finns att metod B ger större förutsättningar att klara vidhäftningskravet 0.5 MPa än de övriga metoderna.

4.8 SLUTSATSER

En sammanfattning av uppnådd kvalitet för de aktuella sprutmetoderna, enligt de principer för kvalitetsvärdering som använts i utvärderingen, framgår av nedanstående sammanställning.

Egenskap	Krav	Metod		
		A	B	C
Tryckhållf	$\geq K40$	$\leq K40$	$\leq K40$	$\geq K40$
Densitet	≥ 2200	1)	> 2200	1)
Max spänning, fm	≥ 5.0	< 5.0	< 5.0	> 5.0
Seghet Residualspänn R10,30/100xf _s	≥ 2.5	> 2.5	< 2.5	> 2.5
Tjocklek	Enl typfall	$\geq \text{Best}$	$\leq \text{Best}$	$\geq \text{Best?}$
Vidhäftn	≥ 0.5	≤ 0.5	≥ 0.5	< 0.5

1) Ej relevant krav

Bäst kvalitet har erhållits med metod C. I stort sett samtliga krav, förutom vidhäftningskrav, har uppfyllts. D v s våtsprutning med platstillverkad betong har varit den säkraste metoden för att uppnå önskad kvalitet.

Vid metod A, som är närmast liknar metod C, har de större variationerna medfört lägre karaktäristiska värden vad gäller tryckhållfasthet och max spänning.

Med metod B har de stora variationerna medfört att inga krav, förutom vidhäftningskravet, uppfylls.

Anledningar till skillnader mellan olika metoder är i mer eller mindre grad beroende av faktorer såsom

- noggrannare materialsammansättning, särskilt vattentillsats, vid våtsprutning än vid torrsprutning.
- bättre komprimering vid våtsprutning än vid torrsprutning.

- färskare betongmassa vid platstillverkad betong än vid fabrikstillverkad. Kan medföra mindre behov av konsistensförbättrande tillsatsmedel.
- rengöring före sprutning (vidhäftning)
- typ och kvalitet hos sprututrustning
- yrkesskicklighet hos sprutoperatören
- härdningsförhållanden efter sprutning

Prov av seghetsegenskaper är i hög grad beroende på använd provningsutrustning och provningsteknik. De skillnader som noterats gäller

- metod eller kriterie för bestämning av spänning och nedböjning vid första spricka, vilket i sin tur medför skillnader beträffande det studerade deformationsintervallet.
- last-deformationsförlopp efter uppnådd max last, vilket antyder skillnader mellan laboratorierna vad gäller metod för styrning av last och/eller deformation, metod för deformationsregistrering och ev skillnader mellan provningsmaskinernas styvhet.

Dessa förhållanden inverkar främst på bestämning av seghetsindex medan effekterna elimineras vid beräkning av residualspänningar. Dock kvarstår frågan om olika deformationsintervall studeras eller om detta endast är en effekt av metod för deformationsregistrering.

Vid bestämning av max spänningen, $d v s$ böjdraghållfastheten, inverkar inte egenskaperna hos de aktuella laboratoriernas utrustningar.

Inverkan av fiberarmeringsgraden är markant både vad avser seghetsindex och residualspänning. Likaså kan noteras att segheten reduceras vid ökande max-spänning $d v s$ med ökande hållfasthetsnivå. Den ökande sprödheten måste kompenseras med lämpligt vald fiberarmering för att bibehålla segheten. Vid hög betonghållfasthet kan t ex det vara en nackdel med fiber med alltför god förankring som innebär att fiberbrott erhålls i stället för ett mer energikrävande vidhäftningsbrott. Det är närmast en fråga för entreprenören att välja lämplig fibertyp och fibermängd med hänsyn till aktuell betonghållfasthet och krav på seghet.

Undersökningen antyder att residualspänningar, i fortlöpande produktion, kan bestämmas med en variationskoefficient $\leq 15 \%$ vilket motsvarar en variation $\leq \pm 0.7$ MPa vid medelspänningsnivå 3.0 MPa. $D v s$ vid formulering av funktionskrav med avseende på seghet är det knappast meningsfullt att välja nivåer med mindre intervall än vad som motsvarar detta variationsområde.

Formulering av krav i form av funktionskrav medför ett större incitament till produktutveckling hos entreprenörer och större konkurrens t ex mellan olika fiberleverantörer.

Fortlöpande kvalitetskontroll genom böjprov på balkar kan ersättas med fortlöpande kontroll av fibermängd, under förutsättning att dokumenterade samband finns mellan fiberarmeringsgrad och t ex seghetsegenskaper. Den fortlöpande urvaskningen av fiber kan då endast stickprovsmässigt kompletteras med kontroll genom balkprov. Entreprenörer som tillämpar detta kvalitetskontrollsystem bör då överväga vilken "överdosering" som behövs för att erforderlig kvalitet skall uppfyllas med hänsyn till aktuella variationer.

Variationsförhållandena bör även beaktas vid bestämning av erforderlig tjocklek för att uppfylla ställda krav vilket innebär att våtsprutning kräver en något större "övertjocklek" än torrsprutning.

Undersökningen visar på svårigheterna att värdera krav på vidhäftning t ex enligt regler i BBK. De noterade variationerna som finns beroende på bergets egenskaper och provningstekniska förhållanden, innebär så stor variation att det måste anses naturligt att minst var 10:e mätvärde underskrider kravet 0.5 MPa och nära osannolikt att inget enskilt värde underskrider 0.25 MPa. Detta belyser behovet av ett mer realistiskt kvalitetsvärderingssystem vad gäller vidhäftning.

SUMMARY

When the Swedish Railroad Administration was building the new double track railway south of Stockholm, the tunnel excavations were very comprehensive. About 650 000 m³ rock was excavated in tunnels with length between 350 and 1800 m, which then were supported by about 300 000 m³ shotcrete. All shotcrete support were performed with steel fibre reinforced shotcrete and it was decided to take the opportunity to follow up the tests on the shotcrete during performance, in order to get a better knowledge of the quality achieved with different shotcrete techniques.

The best quality was reached with the wet mix method where the concrete was produced in a mobile concrete mixer at the site, although other circumstances also may have influenced the quality. Second best was the method where the wet mix concrete was produced at a ready mix concrete factory. With the dry mix method with concrete produced at site the great variation in quality meant that the requirements were not fulfilled if the evaluation is based on the 5 % fractile as characteristic value.

In all methods there could be doubtful if the requirements on bond between shotcrete and rock was fulfilled. However, testing of bond is very much dependant on the testing technique and it is very doubtful whether the normal requirements on bond really is relevant.

The study also, clearly, indicate the difficulty in testing toughness of fibre reinforced concrete. There is a significant difference between the two utilized laboratories which is important to eliminate in future projects. However, the result indicate that residual stresses may be determined with a coefficient of variation 15 % or less which correspond to range of variation ± 0.7 MPa at 90 % confidence interval.

Tests on toughness during performance may be replaced by control of the actual amount of fibres in the shotcrete mix combined with a less frequent sample survey of the toughness, in order to minimize the quality control costs.

The study also indicate that the wet mix process result in greater variations in the thickness of the shotcrete lining than the dry mix method. Consequently, there is a somewhat greater demand for over thickness with the wet mix method if the mean thickness should fulfill the required nominal thickness.

VÅTSPRUTAD FIBERBETONG SOM PERMANENT FÖRSTÄRKNING - ERFARENHET FRÅN SKARPNÄCKS TUNNELBANESTATION

Wet shotcrete with steel fibre for permanent support of Skarpnäck Metro Station,
Stockholm

Håkan Stille, KTH

Lars Lundström, J&W

Peter Jonsson, Stabilator AB

Robert Sturk, Skanska Teknik AB

BAKGRUND

Stålfibrer som armering i sprutbetong började användas i de skandinaviska länderna under 70-talet. Alltsedan dess har utvecklingen av fibrer, betong och appliceringsteknik gått vidare. Våtsprutad fiberbetong är idag en kostnadseffektiv metod som uppfyller högt ställda krav på såväl bärighet som utförande.

Användandet av stålfibrer innebär en effektivitetshöjning i förstärkningsarbetet tack vare enklare hantering jämfört med nät- och stångarmerad sprutbetong. Den enklare hanteringen medför också att en jämn kvalitet kan erhållas. Arbetsmiljömässigt innebär metoden också stora förbättringar. Allt detta sammantaget innebär att kostnadsbesparingar kan göras om konventionellt armerad sprutbetong ersätts med våtsprutad fiberbetong.

Holmgren (1985) har gjort en jämförelse mellan konventionellt armerad sprutbetong och fiberarmerad sprutbetong. Avsikten med undersökningen var att visa om fibrer kunde ersätta lösjärnsarmering och ge en i vissa fall eftersträvd seghet hos konstruktionen. Dessa försök och senare vunna erfarenheter styrker att fiberbetongens hållfasthets- och deformationsegenskaper är helt jämförbara, om inte bättre än konventionellt armerad sprutbetong vid normal bergförstärkning.

Mot bakgrund av detta diskuterades inom Skarpnäcksprojektet i ett tidigt skede möjligheterna att ersätta den i handlingarna föreslagna konventionellt armerade sprutbetongen med våtsprutad fiberbetong för förstärkning i stationerna. Målet var att sänka kostnaderna och effektivisera arbetet.

Våtsprutad fiberbetong har dock tidigare inte accepterats av Storstockholms Lokaltrafik, SL, för permanentförstärkning. Anledningen till detta är, enligt SL själva, osäkerhet i hur beständig denna typ av sprutbetong är samt oklarhet beträffande regler och bestämmelser för denna förstärkningstyp. Diskussionerna ledde emellertid till att SL accepterade användandet av våtsprutad fiberbetong som permanent förstärkning i stationerna efter en utredning som visade att och på vilket sätt den i tunnelbanestationen använda generella förstärkningen med 100 mm rutnätsarmerad sprutbetong kunde ersättas med en stålfiberarmerad sprutbetong. Detta arbete genomfördes av Lars Lundström och Håkan Stille (1989).

Dimensionering av sprutbetongförstärkning, generellt

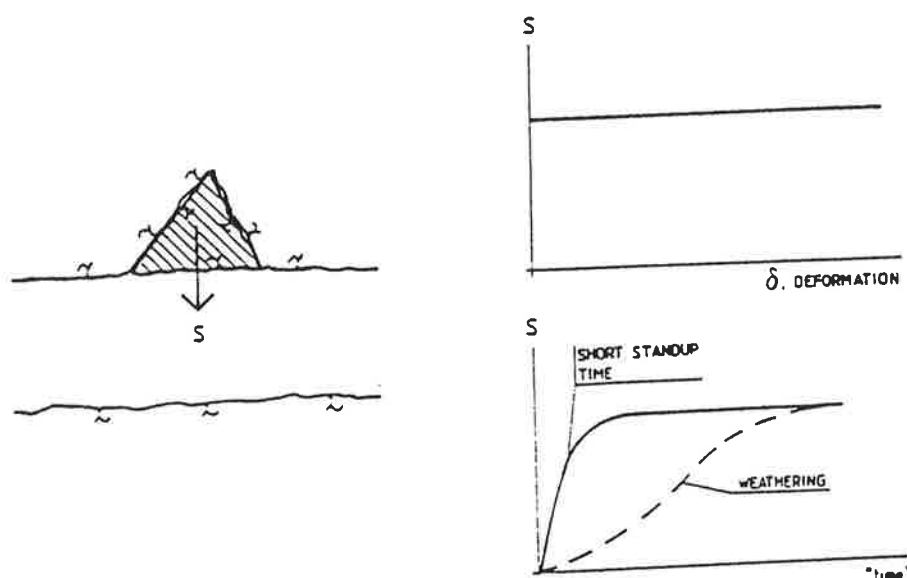
Dimensionering av sprutbetong är komplicerat och inga egentliga normer föreligger. Detta beror framförallt på svårigheter med att bestämma lastfallen i en bergmassa men även bärigheten hos sprutbetongen (Stille och Franzén, 1990). Flera faktorer spelar in, bl a:

- bergmassans karaktär
- lastfall
- vidhäftning
- sprutbetongens hållfasthet
- sprutbetongens seghet

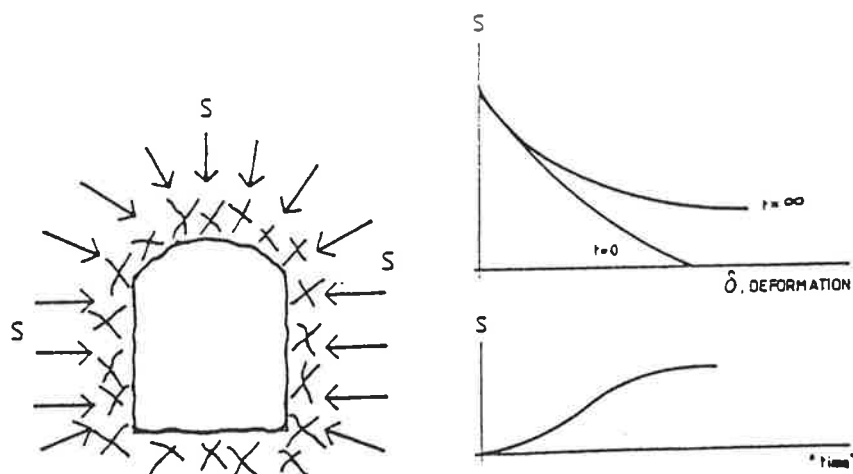
Två principiella enkla lastfall kan beskrivas:

- a) Lösa bergblock i en i övrigt kompetent hård bergmassa
- b) En svag bergmassa med ett relativt högt omgivande tryck

Lasten från ett enstaka löst bergblock är i princip konstant med tiden och med ökad deformation, se Fig. 1. I en svag bergmassa varierar däremot lasten med tiden och minskar vid deformation enligt Ground Reaction Curve-teorin, se även Fig. 2.

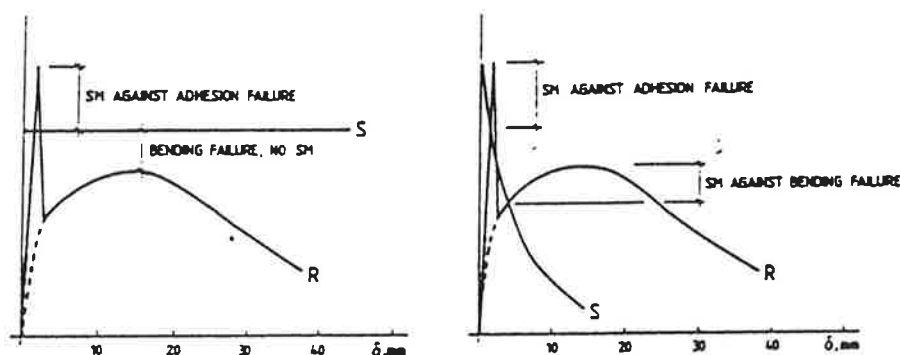


Figur 1 Lasten från ett enstaka löst block
Load from a key block



Figur 2 Last i förhållande till deformation och tid i svagt berg
Ground reaction curve for weak rock

Utgående från detta principiella synsätt kan man kombinera olika belastningskurvor med den armerade sprutbetongens last-deformationskurva. Man uppnår ett primärt vidhäftningsbrott mycket tidigt, dvs vid liten deformation, varefter ett segt beteende under fortsatt deformation fram till slutlig kollaps erhålls. Se Fig. 3.

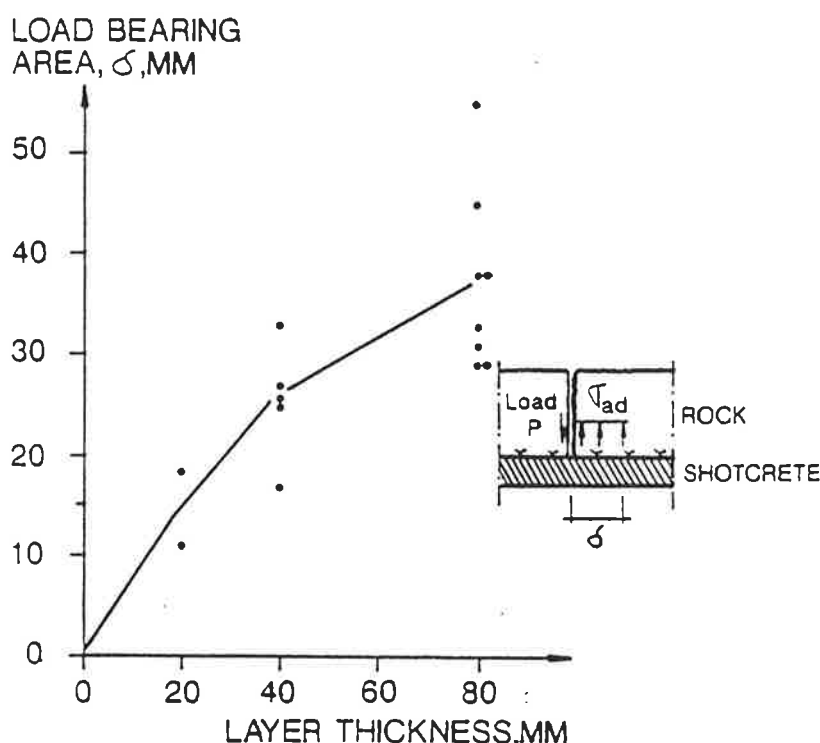


Figur 3 Utveckling av lasten under ökad deformation
SM = säkerhetsmarginal
Load versus bearing capacity
SM = safety margin

Som framgår av figuren är lastkurvans utseende av avgörande betydelse. I fallet med "genomstansning" av ett enstaka löst block kan vidhäftningen vara av helt avgörande betydelse. Segheten hos en förstärkning (armerad sprutbetong) tas först i anspråk efter ett vidhäftningsbrott och i de fall då lasten sjunker med ökande deformationer.

Detta får således konsekvenser för dimensioneringen av sprutbetongen. De krav som ställs på vidhäftningshållfasthet, fiberinnehåll och eventuell förankring vid bultar måste utformas med hänsyn till en avsedd funktion hos förstärkningssystemet. Är exempelvis kraven på seghet efter vidhäftningsbrott ställda så att förstärkningen då klarar aktuella laster och deformationer kan det diskuteras om man överhuvudtaget skall kräva en viss vidhäftning. Omvänt gäller att en åstadkommen fullvärdig vidhäftning innebär att armering och krav på energiupptagande förmåga kan ifrågasättas. Det finns ännu inte färdiga modeller för hur en sprutbetongförstärkning skall dimensioneras. Det krävs ytterligare forskning på detta område.

Vidhäftning beror i första hand på bergkvaliteten och bergytans renhet (Hahn, 1983). Den totala bärförmågan ökar något med ökande tjocklek hos sprutbetongen, vilket illustrerats i Fig. 4 (Holmgren, 1979).



Figur 4 Sprutbetongens totala bärförmåga som funktion av tjockleken (efter Holmgren, 1979)
Load bearing area as a function of the thickness of the shotcrete (after Holmgren, 1979)

Vid balkverken inträffar den maximala bärförmågan vid en nedböjning av ca 1/200-1/100 av avståndet mellan bultarna. Den momentupptagande förmågan, M_f , kan beräknas med följande ekvationer:

Stångarmering $M_f = A_a 0.4 h \sigma_{su} / c$

Stålfiberarmerad $M_f = h \mu_s \sigma_{su} / (6 k)$

där A_a är stångarean, c är centrumavståndet mellan bultarna, h är sprutbetongens tjocklek, σ_{su} är armeringens eller stålfibers sträckgräns, μ_s är fiberhalten (volymprocent), k är empirisk faktor som beskriver mer effektivt om fibrerna kan utnyttjas som armering.

Baserade på resultat redovisade i Bekaerts handbok om stålfiberarmerad sprutbetong, har värden på faktorn k beräknats för olika fibermängder, se tabell 4.1.

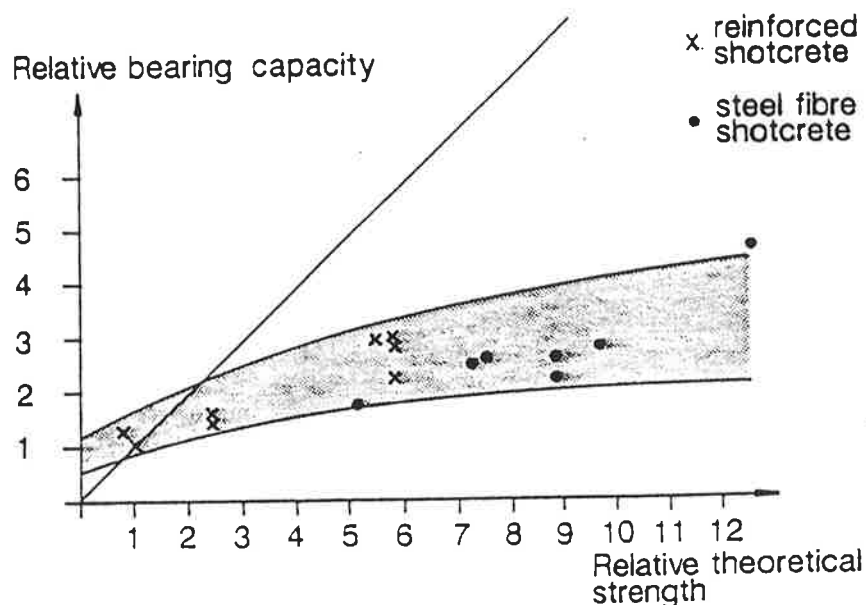
Tabell 4.1 Värden på faktorn k för olika fiberhalter

μ_s	k
0.50%	1.8
0.75%	2.2
1.00%	2.6
1.25%	2.9
1.50%	3.3

Man kan ur tabellen utläsa att fibrerna utnyttjas bäst vid lägre fiberhalt och sjunker med ökande fibermängd.

De omfattande provningar som Holmgren (1985) och Opsahl (1982) har utfört ger möjlighet att utvärdera hur uppmätt bärförmåga varierar med böjdraghållfastheten (Stille, Fredriksson, 1992 och Stille, 1992). I Fig. 5 redovisas den relativa bärförmågan som funktion av den relativa böjdraghållfastheten.

Som referens har valts en konventionell armerad sprutbetong ($\phi 6$ c/c 150 mm, $\sigma_{su} = 220$ MPa). Armeringens hävarm är 20 mm vilket motsvaras av en teoretisk betongtjocklek på 40 mm (prov F22 enligt Holmgren). Ur figuren kan man utläsa att det med ökande armeringslängd erhålles en ökande bärighet, dock mindre än vad böjdraghållfastheten ger anledning att tro. Svårigheter föreligger att utnyttja böjdraghållfastheten, eftersom andra typer av brott kan uppkomma såsom stansbrott kring upphängningen i bultarna.



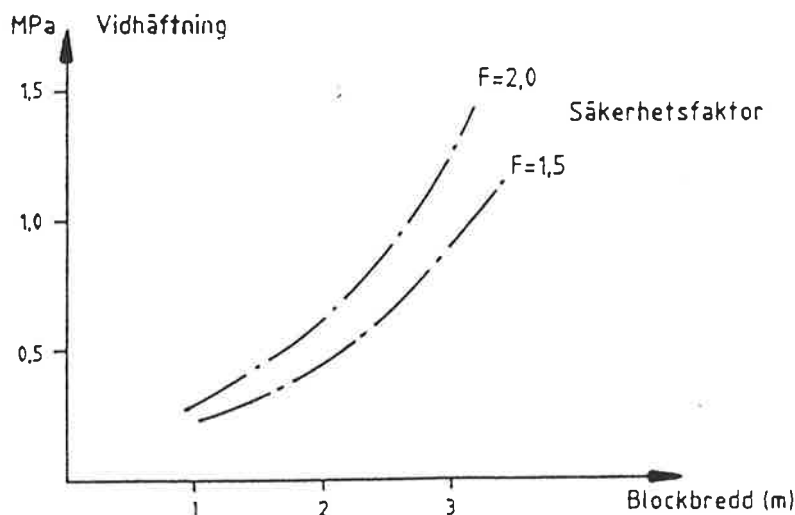
Figur 5 Relativ bärförmåga som funktion av teoretisk hållfasthet
Relative bearing capacity in relation to measured capacity

Dimensionering av fibersprutbetong för stationer på Skarpnäckbanan

Stationerna har en spännvidd på ca 20 m och bergmassan förväntades ha en kvalitet motsvarande normalt svenskt urberg. SGA Bergman har tidigare ställt samman riktlinjer för konventionell förstärkning av tunnelbanan. En grundförutsättning för en ändring till fiberarmerad sprutbetong i stationerna för den nya tunnelbanan i Skarpnäck var att beställaren ville erhålla en, i förhållande till tidigare riktlinjer, likvärdig förstärkning.

Dimensioneringen av förstärkningen för Skarpnäckbanan gjordes i ett tidigt skede och presenterades i en speciell rapport (Lundström & Stille, 1989). En konventionell bergförstärkning med slaka ingjutna bultar och fiberarmerad sprutbetong förutsattes, där storstabiliteten säkerställdes genom bultning och där sprutbetongen klarade den småskaliga stabiliteten.

En viktig förutsättning för dimensioneringen av sprutbetongen var att primärt utnyttja dess vidhäftning mot berget. Vidhäftningen förmår bära viktillskottet från berget mellan bultarna eller från enstaka instabila block som ej stabiliserats av bergbultarna. Dimensioneringen och vidhäftningskravet utgick från att stabilisera ett enstaka pyramidformat block med en viss storlek ned till ett vidhäftningskrav på 0,3 MPa motsvarades detta av ca 1,5 m sida hos blocket enligt Fig. 6. Fibrerna i sprutbetongen ökar inte vidhäftningen. De bidrar emellertid till att betongens brottseghet ökar och större deformationer kan ske innan brott uppkommer. Säkerhetsfaktorn ansågs därför kunna minskas till ca 1,5-1,8.



Figur 6 Erforderlig vidhäftning vid olika blockbredder och säkerhetsfaktor
Requirements of adhesion as a function of block size

I de fall ej tillräcklig vidhäftning erhålls, t ex beroende på bergkvalitet, mineralsammansättning eller vattenläckage, måste fiberarmeringen verka. Bultarna skall då förses med bricka för samverkan mellan de olika förstärkningsdelarna. Lasten bärs genom balk- eller membranverkan i sprutbetongen till bultarna eller via valvverkan i själva sprutbetongen så att större partier med dålig vidhäftning kan överbryggas.

Valven av sprutbetong i stationstaken dimensionerades som nämnts för en last från ett bergblock med arean $1,5 \times 1,5$ m, dvs $2,25 \text{ m}^2$. Teoretiskt erfordras då en sprutbetongtjocklek av 55 mm vid 1% fiberhalt (volym%) och 70 mm vid 0,8 % fiberhalt. Det är emellertid svårt att uppnå ideala förhållanden vid utförandet av sprutbetongkonstruktionen, varför viss säkerhetsmarginal erfordras.

Följande sprutbetongförstärkning rekommenderades för stationerna:

Stålfiberarmerad sprutbetong (medeltjocklek 75 mm) + oarmerad täckskikt sprutbetong (medeltjocklek 15 mm) generellt. Minimivärdet på fiberhalten i ett enskilt prov skulle vara 0,8%. I de fall områden med area $>2,25 \text{ m}^2$ utan vidhäftning lokaliserades, skulle bultarna förses med bricka för samverkan med fiberbetongen.

Utförande

Generellt användes torrsprutad betong som förstärkning i spårtunnlarna. Våtsprutad fiberbetong användes i de två stationerna samt lokalt i tunnlar vid liten bergtäckning eller där bergkvaliteten var låg. Våtsprutad betong utan fibrer användes också som täckskikt över armerade sprutbetongbågar.

Betong för våtsprutning tillverkades i huvudsak på arbetsplatsen. Betongen blandades i en mobil betongstation i vilken även stålfibrerna blandades i. Betongen kördes sedan fram till sprutroboten. Totalt användes ca 2400 m^3 våtsprutad fiberbetong varav ca 2000 m^3 tillverkades på arbetsplatsen. Den mobila betongstationen arbetar enligt viktsproportioneringsprincipen, vilket innebär att klass 1-betong kan tillverkas. Systemet har

inneburit att sprutbetongarbetet kunnat utföras med god kvalitet och förhållandevis hög kapacitet.

Produktionskontroll, kvalitetssäkring

Beställarorganisationen ville med anledning av den "nya" metoden öka kunskapen om och erfarenheten av våtsprutad fiberbetong. Ett mer omfattande kontroll- och provningsprogram än normalt utarbetades därför. Programmet innefattade kontroll både av blandning efter applicering och efter full härdning. Syftet var förutom att generellt öka kunskapen om våtsprutad fiberbetong att fastställa svårigheter med att få god och jämn kvalitet samt att välja lämpliga provningsmetoder.

Betongkontrollen omfattade tryckhållfasthetsprovning, vattentäthetsprovning, tjockleksprovning samt vidhäftningsprovning. Utöver detta genomfördes en fiberkontroll innehållande följande delar:

- Kontroll av fibermängd (urvaskningsprover togs från varje lass samt från vägg under sprutning. Urborrade/ursågade provbitar kontrollerades okulärt)
- Kontroll av fiberfördelning (okulärkontroll)

Fiberkontrollen har visat att kvaliteten blev jämn med god fördelning av fibrer. Fiberhalten i konstruktionen skall vara lägst 75 kg/m^3 (1%). För att uppnå detta var man tvungen att blanda in 90 kg/m^3 . Tack vare den jämna goda kvaliteten kunde antal prov från berg minskas. Ett nedskrap från vägg har gjorts per lass. Det visade sig också att 25 mm täcksikt av oarmerad sprutbetong krävdes för att täcka fibrerna, initieellt provades 15 mm vilket inte var tillräckligt.

Hållfastheten provades på egentillverkad torr- respektive våtsprutad betong samt på fabrikstillverkad våtsprutad betong. Resultaten visar att torrsprutad betong gav högsta medelvärdet på tryckhållfastheten (56,6 MPa) men också den största spridningen. Egentillverkad våtsprutad betong visade den minsta spridningen och en medelhållfasthet på 51,5 MPa. I relation till kravnivån K35 var alla metoder fullgoda. Kontroll av tryckhållfastheten genomfördes per 500 m^2 färdig yta.

Vidhäftningskontroll genom dragprovning av urborrade kärnor genomfördes var 1000:e kvadratmeter för att fastställa att kraven på vidhäftning, som var 0,3 MPa för våtsprutad fiberbetong och 0,5 MPa för torrsprutad betong, uppnåddes. Vidhäftningen för våtsprutad fiberbetong överstiger kravnivån 0,3 MPa.

Inom vissa områden bedömdes att klorit-, kalcit- och lerbeläggningar skulle ge otillräcklig vidhäftning. För att kompensera detta försågs bultänden med ett 20 cm långt armeringsjärn $\phi 16$ som svetsades fast. Ändförankringarna provdrogs till 80, 120 respektive 180 kN för att kontrollera dess samverkansegenskaper. Resultatet visar att denna enkla typ av ändankare ger bra samverkan mellan bult och betong.

REFERENSER

- Hahn, T. Sprutbetongens vidhäftning mot olika bergtyper. BeFo 55:1/83.
- Holmgren, J. Shotcrete, punchloaded shotcrete linings on hard rock. BeFo No. 7:2/79, Ph.D. Thesis.
- Holmgren, J. Bolt anchored steel fibre reinforced shotcrete lining. BeFo 73:1/85 and FortF A2:25.
- Lundström, L, Stille, H. Skarpnäckbanan Stockholm. Utredning beträffande användning av fiberarmerad sprutbetong i stationstak. Hagconsult AB , nov. 1989.
- Opsahl, O.A. Norsk spröytebetong i internasjonalt perspektiv. Nordisk Betong 1 - 1987.
- Opsahl, O.A. Steelfiber reinforced shotcrete for rock support. NTNF Project 1053.09511, 1982.
- Stille, H, Fredriksson, A. Bergförstärkningsprinciper för olika typfall i svenska gruvor. G2000; 92:07, 1992.
- Stille, H. Keynote lecture: Rock support in theory and practice. Proc. of Int. Symp. on Rock Support, Sudbury, Canada 1992.
- Stille, H, Franzén, T. Design of shotcrete from rock mechanical view point. Proc. Shotcrete for Underground Support V, Uppsala, ASCE, 1990.

SUMMARY

Wet shotcrete with steel fibre was used for the permanent support of the Skarpnäck Metro Station. Earlier ordinary shotcrete with fibre mesh has been used as the permanent support. In order to change this type of support to wet shotcrete with steel fibre suitable design criterions were investigated. A system of different support measures was set up depending on the geological condition. The type of shotcrete and rock dowels as well as geometrical figures like thickness, spacing were depending on rock quality and possible bond strength.

The shotcrete was mixed at the site in a special built mobile concrete plant. Totally 2400 m³ of wet shotcrete has been used. The quality of shotcrete was checked based on a special control program.

REPAIR OF TUNNEL LINING WITH FIBRE SHOTCRETE

Reparation av tunnelinfodring med fiberarmerad sprutbetong

Mikael Brunnsäter, Stabilator AB
Hadyn Davies

INTRODUCTION

The Mass Transit Railway is the main system for public transport in Hong Kong. Each day, more than 2 million passengers use the subway.

The system consists of 38 stations distributed along 40km, of which 18km are tunnels below the city.

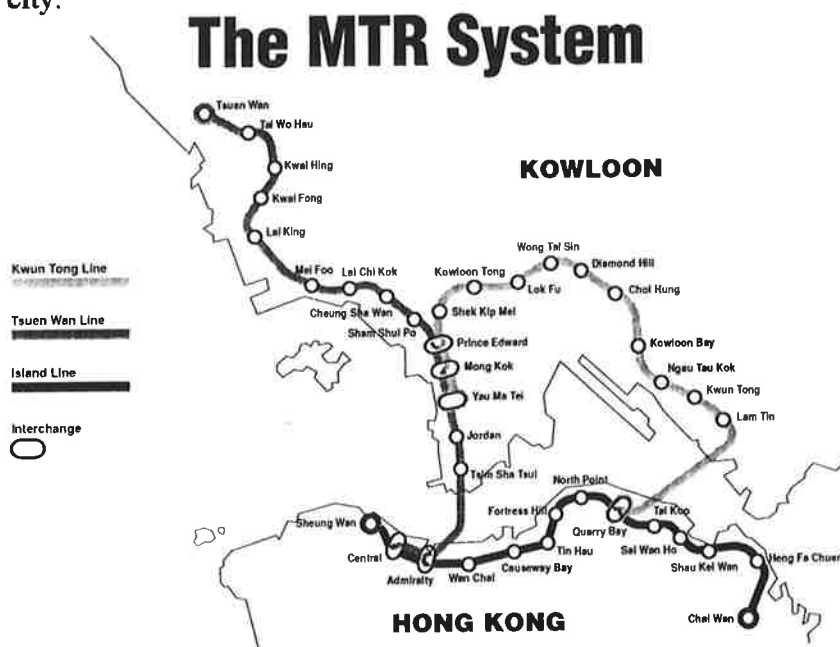


Fig.1 Map of the MTR System

Inspections during the mid 80's revealed that some of the tunnels were in need of repair.

Aggressive sea water in the ground was slowly penetrating the precasting concrete lining and this caused concern about the long term durability of the tunnels.

The owner, the Mass Transit Railway Corporation, started to investigate different methods of solving this problem.

THE PROBLEM

The aim of the repair is to stop the aggressive sea water penetrating the tunnel lining.

The only way to achieve this is to apply some kind of sealing membrane on the inner side of the tunnels.

One of the main problems are that the subway system must be in operation 7 days a week. The only time available for maintenance of the system is during the non-traffic hours and the time for actual work inside the tunnels is limited to 01:30 - 05:00am.

The task was further complicated by the fact that the existing services inside the tunnels, such as high voltage electric wires, power and signalling cables, water pipes etc, have to be relocated, protected and still in perfect working order during the traffic hours. In particular, the overhead traction power line could not be relocated and had to be protected whilst the repair was carried out around it.

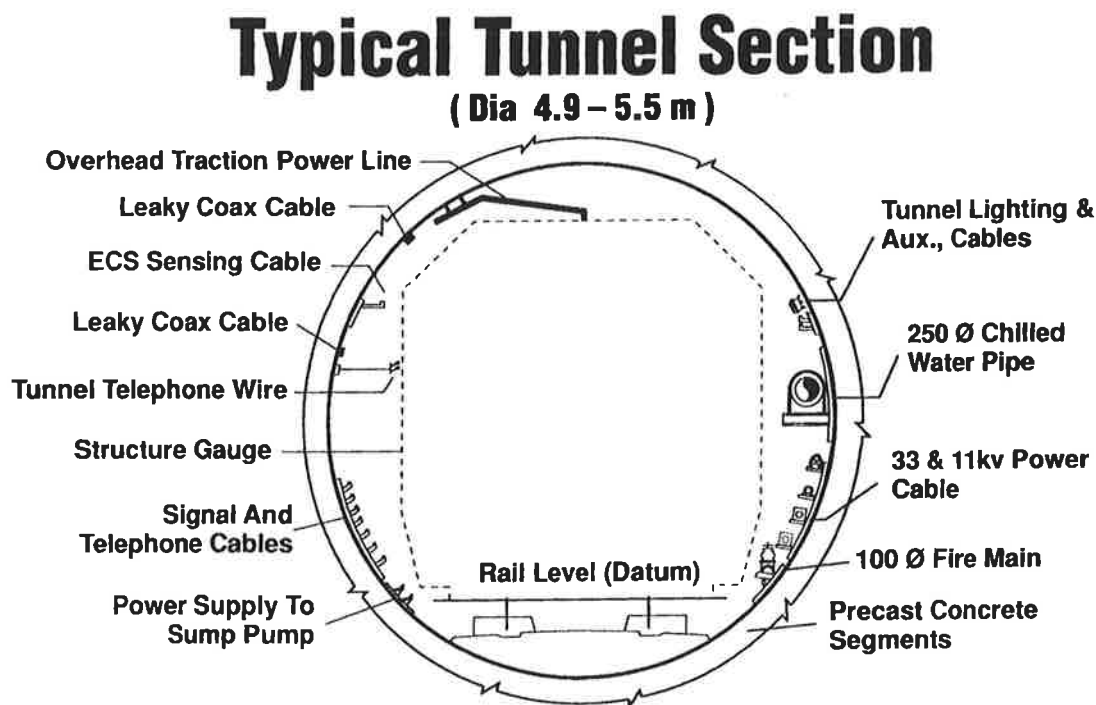


Fig. 2 Typical Tunnel Section.

Furthermore, all material and equipment have to be brought to, and from, the work spot each shift and the equipment has to be self powered.

THE SOLUTION

After evaluating different methods of repair, the MTRC decided to go for a system where a watertight plastic fibre reinforced shotcrete membrane is applied onto the lining segments.

Together with Stabilator, a specification for the job was drafted during 1987.

In the specification for the works, high requirements were set, especially for the shotcrete quality.

Specified Requirements for the Shotcrete	
(Removal depth of cover concrete	: ~ 35mm)
Shotcrete Thickness	: 75mm
Maximum permeability coefficient	: $9.9 \times 10^{-13} \text{m/s}$
Polypropylene fibre content	: 1.2kg/m^3
Minimum 28 days compressive strength	: 30Mpa
Minimum bond strength	: 1 Mpa
Surface tolerance	: -0/+20mm
Curing	: Sprayed Membrane

Fig. 3 Basic Requirements for the Shotcrete

Also during 1987, Stabilator made a preliminary design of the special equipment for the job, mainly comprising of :

- (i) Hydrodemolition equipment for removal of the inner cover concrete.
- (ii) Vacuum cleaning equipment for removal of concrete debris.
- (iii) Shotcreting equipment for mixing and spraying operations.
- (iv) Completion wagon for hand held operations.

Hydrodemolition Equipment

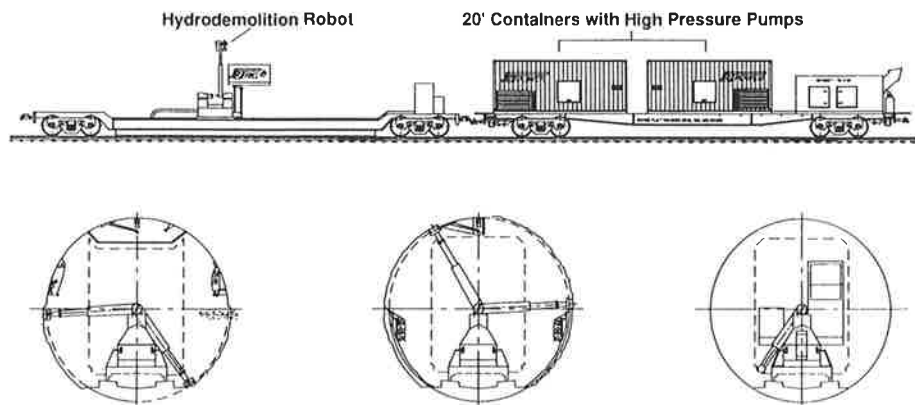


Fig. 4 Hydrodemolition Equipment

Railvac Equipment

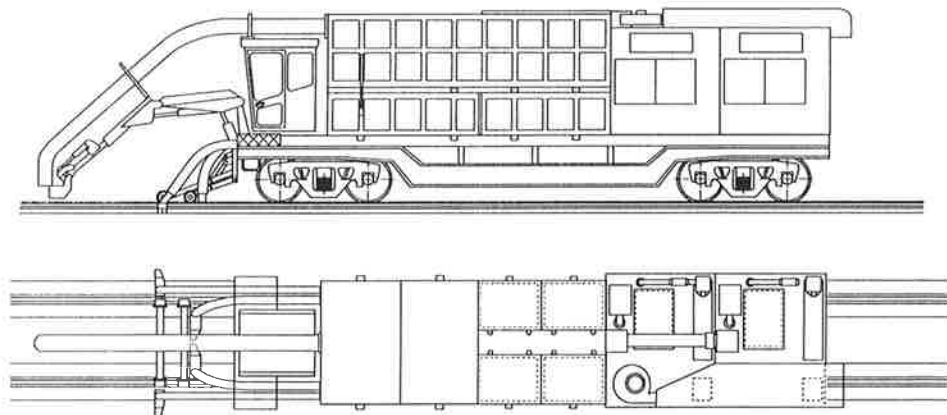


Fig. 5 Railvac Equipment

Shotcreting Equipment

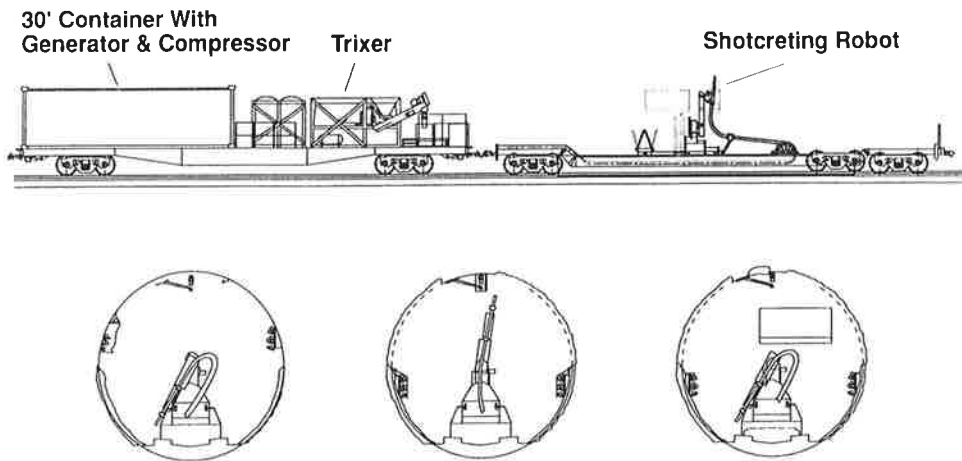


Fig. 6 Shotcreting Equipment

In the spring of 1988, Stabilator submitted an offer for supplying the equipment and during the summer and autumn, the costs for carrying out the work were also discussed.

In November 1988, final negotiations were held and the contract for supplying equipment plus repairing 64,000m² of tunnel lining (stretching over 6,700 tunnel metres) was awarded to Skanska/Stabilator. The contract period was set for 6½ years ending May 1995.

THE RESULT

Final design, manufacturing and shipment of the equipment took place during the first 7 months of 1989.

From August - December 1989, final assembling, testing and commissioning were carried out in Hong Kong.

Material selection, mix proposals, trial spraying and testing of the shotcrete were also done during May - November 1989.

A complete back up site including workshop, stores, concrete mixing/loading plant, site office etc was set up inside one of the MTRC's depots during the summer of 1989.

A good back-up site for equipment maintenance etc during dayshifts has proven to be vital for this project as a malfunction of the equipment could result in losing a complete shift of production.

In January 1990, full scale production started inside the tunnels.

During the first year in Hong Kong, four Swedish supervisors stayed on the site, comprising of :

1. one site manager
2. one material/quality engineer
3. one shotcreting supervisor
4. one hydrodemolition/workshop supervisor

Thereafter, approximately 23 local employees (16 during night shifts and 7 during day time) have continued the successful running of the project

The original specified quality of the repair work was improved during the first year.

The MTRC and Skanska/Stabilator agreed to remove 45mm of concrete, instead of the original 35mm, and furthermore to remove all exposed steel reinforcement in order to increase the durability of the repair.

Due to the presence of existing services in the tunnels, the repair work has to be divided into two parts, the lower half and the upper half of the tunnels.

The services are located and re-located by the MTRC in such a way that free surfaces are always available for repair.



Fig. 7 Tunnel Lining after Hydrodemolition

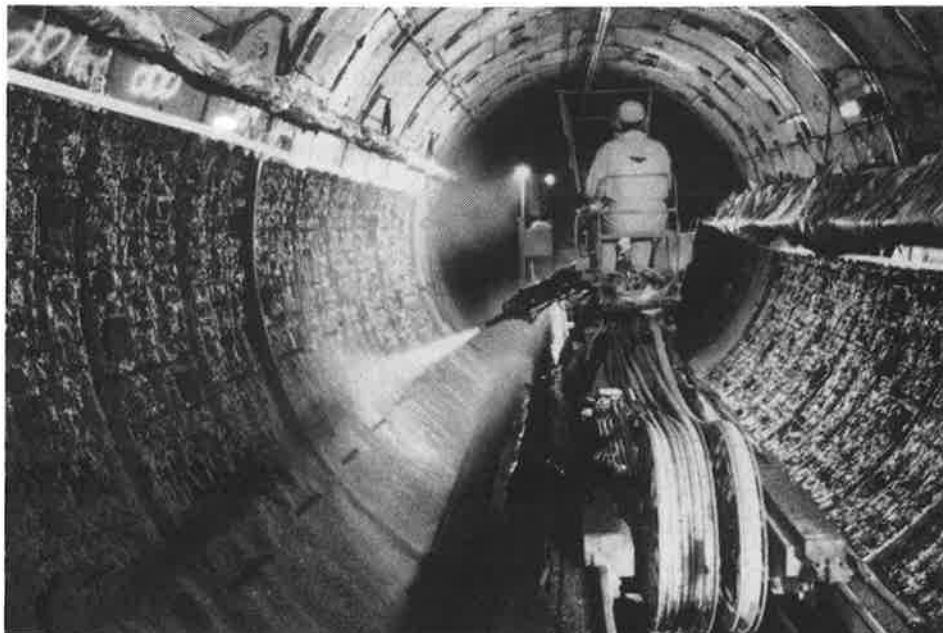


Fig. 8 Wet Shotcreting with Robot



Fig. 9 Tunnel Lining after Shotcreting

In order to achieve the high specification requirements, a project quality plan was established.

The quality plan specifies how to carry out and test the work and it also acts as a steering tool for organisation, responsibilities, documentation etc.

Several different shotcrete mixes have been tested and approved for use in the production.

To meet the extremely low permeability value specified, additives such as polypropylene fibres, microsilica, pulverized fly ash and superplasticizer have been used in the mixes.

The main benefits of using polypropylene fibres in the shotcrete have been:

- (i) reduced micro cracking**
- (ii) increased cohesiveness**
- (iii) reduced rebound**

It is notable that because of the relatively warm environment inside the tunnels ($\sim 25^{\circ}\text{C}$), good mix design and careful spraying technique, the shotcrete can be applied without the "force" of an accelerator.

In general a shotcrete rebound of around 5% has been recorded, which must be regarded as most satisfying.

Due to the high level of quality assurance on the project, the final quality of the shotcrete repair work is guaranteed.

Shotcrete Test Results, 1990 - 1993		
	<u>Tests</u>	<u>Approval Rate</u>
28 days strength	194 No.	98%
Bond	437 No.	99%
Permeability	166 No.	85% (1990-1991) 98% (1992-1993)

Fig. 10 Rate of Approved Shotcrete Test Results, 1990 - 1993.

Since the start in early 1990, the production has been running above expectations with excellent quality and at the end of 1993 about 80% of the 64,000m² had been completed. This means that on average approximately 50m² of tunnel lining have been repaired each night.

Finally, it must be emphasised that one of the secrets behind the success of the project, in addition to the comprehensive quality assurance scheme, is the close cooperation between the staff of the client, the MTRC and the contractor, Skanska/Stabilator.

Summary in Swedish

Tunnelbanesystemet i Hong Kong var i behov av reparation.

Salt grundvatten trängde igenom tunnelinfodringen som består av förfabricerade betongsegment.

Ägaren, Mass Transit Railway Corporation, bestämde sig för att tätatunnelarna genom att på insidan applicera ett lågpermeabelt membran av plastfiberarmerad våtsprutbetong.

Stabilator utarbetade, tillsammans med beställaren, en kravspecifikation för reparationsarbetet samt tog fram specialutrustningar för vattenbilning, vacuum sugning och betongsprutning.

Själva entreprenadjobbet, som omfattar reparation av 64,000m², påbörjades tidigt 1990 och beräknas slutföras under våren 1995.

Erfarenheterna hitills är mycket goda och tack vare en noggrann kvalitetssäkring samt ett gott samarbete med beställaren har uppställda kvalitets- och produktionsmål överträffats.

BESTÄNDIGHET HOS FIBERSPRUTBETONG

Durability of fibre reinforced shotcrete

Bo Malmberg, J&W Bygg & Anläggning AB

1. INLEDNING

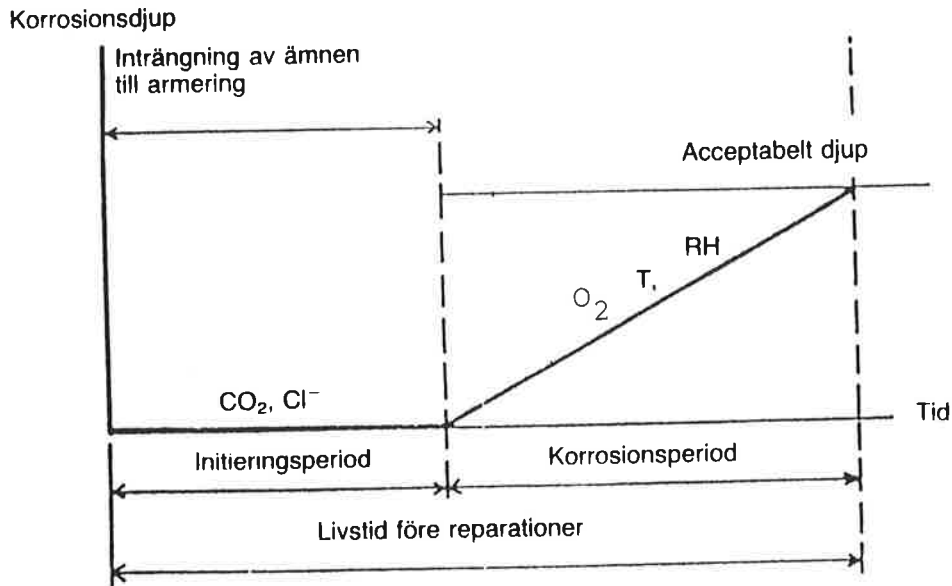
Tekniken att armera betong med fiber är inte ny. Den har sitt moderna ursprung i behov uppkomna under andra världskriget då man inom NATO-pakten ville försöka förbättra skyddet för flyget i flyghangarer. Utvecklingen har därefter gått fram med varierande intensitet, dels beroende på varierande grad av incitament för teknikutveckling, dels beroende på oklarheter beträffande teknikens begränsningar och möjligheter samt avsaknad av en generell dimensioneringsstandard. En av oklarheterna har varit frågan om beständigheten hos fiberarmerad betong. För stålfiberarmerad betong har främst frågan om korrosion av stålfiber varit aktuell och olika former av mer eller mindre kvalitativa uppfattningar har presenterats, såsom:

- stålfiber korroderar inte när den är ingjuten i betong
- korrosionsegenskaperna blir bättre än för traditionellt armerad betong.

Ju mer använd stålfiberarmering blir och ju fler som involveras i projektering av stålfiberarmerade konstruktioner desto större blir behovet av mer kvantitativa uppgifter om den stålfiberarmerade betongens långtidsegenskaper. Detta var en orsak till den undersökning som utförts där de äldsta tillgängliga stålfiberarmerade konstruktionerna i Sverige kontrollerades med avseende på korrosion på stålfiber. Undersökningen utfördes under 1993 av J&W Bygg & Anläggning AB på uppdrag av Leon Bekaert AS.

2. KORROSIONSMEKANISMER

Den normala situationen för ingjutet armeringsstål i betong är att stålet är skyddat mot korrosion genom betongens höga alkalitet och storleken av det täckande betongskiktet under den s k initieringstiden enligt modell för armeringskorrosion beskriven av Tuutti, FIGUR 1.



FIGUR 1. Modell för korrosion på armering i betong enligt Tuutti./1/

Model for corrosion of reinforcement in concrete according to Tuutti. /1/

Nedbrytningshastigheten är, under initieringsperioden, beroende av koldioxiddiffusionen och diffusion av kloridjoner genom det täckande betongskiktet. Man brukar vanligen skilja mellan korrosion initierad av karbonatisering och kloridinitierad korrosion. När armeringen börjar korrodera börjar den andra fasen, den s k propageringsfasen vars hastighet är beroende av temperatur, relativ fuktighet och syretillgång i betongen.

Det finns ingen anledning att antaga att denna grundläggande mekanism inte också skulle gälla för korrosionsförloppet hos stålfiberarmerad betong.

Hur kan man då påstå att stålfiber inte korroderar trots att fiberarmerad betong ofta utförs utan något oarmerat täckande betongskikt? Erhålls inga expanderande korrosionsprodukter som spräcker upp betongen? Uppför sig den stålfiberarmerade betongen annorlunda än traditionellt armerad betong vid olika miljöbetingelser? Hur påverkar fibrernas korrosion konstruktionens bärförmåga? Hur påverkas korrosionsförloppet av sprickor i betongen? Finns det någon kritisk sprickvidd?

Detta är några av de frågor som avsågs att kunna ge svar på genom att undersöka, upp till 20 år gamla konstruktioner i Sverige samt att dra lärdom av motsvarande rapporterade undersökningar i andra länder.

3. UTFÖRD UNDERSÖKNING

3.1 Omfattning

Undersökningen inriktades primärt på de konstruktioner som utfördes i Sverige under 1975-80. Bland dessa konstruktioner eftersträvades att finna olika former av miljöbelastning såsom

- inomhus
- utomhus skyddat mot regn
- oskyddat utomhus
- exponerade för klorider
- andra faktorer som kan påverka korrosionsförloppet

Ett problem som begränsade undersökningens omfattning var att flera konstruktioner från denna tid var belägna i vattenkraftanläggningar och gruvor och inte tillgängliga för inspektion. Vissa av dessa konstruktioner är dock sannolikt inte utsatta för någon allvarlig miljö med avseende på armeringskorrosion.

3.2 Undersökningsmetoder

Undersökningen utfördes genom okulär inspektion med övergripande fotografering och detaljfotografering av betong och fiber uttagna från konstruktionerna.

Karbonatiseringsdjupet mättes genom borrning och indikering med indikatorvätska. Ur borrhaxet analyserades kloridhalten på olika djup från ytan.

3.3 Undersökta konstruktioner

3.3.1 Morups Tånge fyr

Fyren försågs 1973 med ett skikt stålfiberarmerad torrsprutad betong täckt med ett skikt oarmerad sprutbetong med vitt cement och marmorkross som ballastmaterial d v s fibrerna har inte varit direkt exponerade mot miljön förutom vissa utstickande fiber från det inre skiktet.

Miljön kan karaktäriseras som typisk fuktig havsmiljö där både karbonatisering och kloridinitierad korrosion kunde förväntas.

Karbonatiseringsdjupet uppmättes till endast ca 1 mm i det yttre skiktet. D v s den sannolikt höga betongkvaliteten och hög fuktighet under stora delar av året innebär att karbonatiseringsförloppet är mycket långsamt.

Trots att fyren är belägen inte långt från havet kunde inga klorider påvisas upp till 5 mm in i det yttre skiktet.

Några utstickande fiber kunde inte noteras vid besiktningen. Däremot kunde spår av fiber noteras i form av knappålsstora bruna fläckar, d v s exponerade tvärsnittsytor av avrostade fiber. Likaså kunde vissa fiber hittas som stuckit ut ur det inre skiktet men inte ur det yttre. Dessa var delvis belägna i det karbonatiserade yttre 1 mm skiktet. I dessa delar var fibrerna korroderade men några tendenser till expansion runt fibrerna kunde inte observeras.

Utöver dessa observationer kunde noteras att typiska krympsprickor fanns jämnt fördelade på fyrens betongytor.

3.3.2 Väggelement, Besab, Göteborg

De yttre delarna av väggkonstruktioner vid Besab utfördes 1982 med stålfiberrarmerad torrsprutad betong samt ett yttre 10 mm tjockt skikt spritputs. Även i detta fall inriktades undersökningen således till att studera utstickande fiber i och genom spritputsen. Byggnaden är visserligen belägen på västkusten men sannolikt inte utsatt för extremt havsklimat.

Mätning av karbonatiseringsdjupet visade att spritputsen var fullständigt karbonatiserad och karbonatiseringsfronten hade trängt in ca 2 mm i den underliggande sprutbetongen.

Vissa utstickande fiber var täckta med klumpar av spritputs. Klumparna var fullständigt karbonatiserade och fibrerna befanns vara missfärgade av korrosion. Korrosionsprodukterna hade dock inte orsakat sådan expansion att de förmått spräcka klumpen med spritputs. Detta faktum indikerar att korrosionsförloppet, för stålfiber i karbonatiserad omgivning, är mycket långsamt.

3.3.3 Svininstall, Vellinge

År 1981 uppfördes ett nytt svininstall i Vellinge där mellanväggarna i svinbåsen utfördes med prefabricerade 25 mm tjocka stålfiberarmerade betongelement. Betongen var av mycket hög kvalitet och med relativt hög fiberdosering, ca 90 kg/m³.

Klimatet kan karaktäriseras som torrt inomhusklimat som inte kunde förväntas vara särskilt aggressivt med avseende på armeringskorrosion. Däremot kunde andra faktorer förknippade med denna miljö tänkas påverka beständigheten.

Mätning av karbonatiseringsdjupet visade att detta var mer än 10 mm. D v s hela elementet kan betraktas som genomkarbonatiserat.

En stor del fiber befanns sticka ut från betongelementens ytor men någon korrosion kunde inte noteras.

3.3.4 Skyddsvallar, Brofjorden

År 1975 försågs skyddsvallar runt oljecisterner vid Scanraff, Brofjorden, med stålfiberarmerad sprutbetong utan något oarmerat täckande skikt.

Skyddsvallarna är belägna i havsmiljö varför korrosion både genom karbonatisering och inverkan av klorider kunde förväntas. Likaså finns både horisontella och vertikala ytor som kan förväntas utsättas för olika fuktbelastning.

Karbonatiseringsdjupet uppmättes till ca 2 mm på vertikala ytor medan horisontella ytor inte hade karbonatiserats.

Liksom vid fyren i Morups Tånge kunde några klorider inte detekteras i betongytan d v s trots att konstruktionerna befinner sig i havsmiljö är de tillräckligt långt ifrån havet för att utsättas för kloridanrikning.

Korroderade stålfiber kunde observeras på sprutbetongens ytor liksom i det karbonatiserade skiktet. Fiberkorrosionen kunde uppskattas så att upp till ca 70-75 % av fibrernas tjocklek, som ursprungligen var 0.4 mm, hade korroderat. Ingen korrosion kunde dock observeras på fiber i ej karbonatiserad betong.

Olka former av sprickbildning kunde observeras i skyddsvallarna. Vissa var typiska krympsprickor tydligt markerade genom kalkutfällningar. Stålfiber som överbryggar denna typ av sprickor kan förväntas att vara skyddade mot korrosion genom den alkaliska miljön.

Andra sprickor var bredare och utan kalkutfällningar. Dessa är sannolikt orsakade av frostsprängning genom att vatten trängt in mellan bergytan och sprutbetongen. Fiber som befinner sig i dessa sprickor är sannolikt oskyddade mot korrosion.

D v s det förfaller rimligt att anta att fiber som överbryggar sprickor är skyddade mot korrosion så länge sprickvidden inte är större än vad som innebär självläkning.

En annan observation som visade den fiberarmerade betongen fördel var den jämförelse som kunde göras med intilliggande skyddsvallar utförda med nätarmerad sprutbetong. Dessa skyddsvallar var nästan helt förstörda genom avskalning av betong in till det centralt belägna kraftigt korroderad armeringsnätet. Anledningen till dessa omfattande skador är sannolikt en kombinerad verkan av frost och armeringskorrosion. Några liknande tendenser kunde inte noteras på de stålfiberarmerade ytorna.

3.3.5 Brobanebeläggning, Skasåsbron

Vid reparation av äldre broar har, under senare år, ett vanligt förfarande varit att ersätta slitbanan av asfalt med en betongslitbana som förväntas ha större beständighet mot avnötning av dubbdäck. Den vanligen ca 50 mm tjocka slitbanan utförs med mycket höghållfast betong armerad med stålfiber. En av de första broar som utfördes på detta sätt var Skasåsbron, väster om Karlstad. Reparationen utfördes 1986 d v s för ca 8 år sedan. Trots den relativt ringa åldern ansågs det av intresse att studera denna konstruktion eftersom den exponerats för tösaltning.

Mätning av karbonatiseringsdjup visade att betongen inte var karbonatiserad, sannolikt på grund av den höga betongkvaliteten och aktuella fuktförhållanden.

Analys av kloridhalter visade att kloridhalter om 1-1.5 % förekom ned till 25 mm djup under ytan d v s det är uppenbart att betongen har erhållit klorid tillskott genom tösaltning.

Korroderade fiber kunde observeras både på ytan och i ej karbonatiserad betong d v s korrosionen var initierad av klorider. Korrosionen förekom dock endast i form av missfärgning av fibrerna och den närmast omgivningen. Vissa indikationer fanns att mer voluminösa korrosionsprodukter kunde bildas i de fall fibrerna inte var tillräckligt dispergerade i betongmassan. Det är alltså

viktigt att fibrerena dispergeras så att varje fiber omges av cementpasta.
Inspektion av sprickor i betongen med sprickvidd mindre än 0.5 mm visade att överbryggande fibrer var fullständigt men lokalt korroderade.

4. ANDRA ERFARENHETER

Erfarenheter från tunnlar finns bl a rapporterade från Norge. Undersökning av ca 5 år gammal stålfiberarmerad sprutbetong i en tunnel påvisade inga tecken på korrosion av stålfiber trots att betongen var utsatt för kloridinträngning genom högt vattentryck (havsvatten). Någon korrosion kunde inte heller noteras vid accelererade försök på utborrade cylindrar. /2/

Vid inspektion av 330 km tillgängliga vattenkrafttunnlar observerades endast korrosion på fiber som stack ut från sprutbetongytan.

Andra erfarenheter och hypoteser är t ex.

- fibrer täcks mer effektivt av kalkrikt skikt på grund av dess stora förhållande mellan omslutningsyta och volym jämfört med traditionell armering med större diameter. Detta innebär att karbonatiseringsfronten stoppas när den når stålfiberytan. /3/
- korrosionen är mindre i stålfiber på grund av den mindre katodytan jämfört med traditionell armering.
- korrosion av fiber, påverkade av klorider, sker endast när fibrerna utsätts för mekanisk belastning. /4/
- trots att korrosion äger rum i fuktig havsmiljö när sprickvidden är 0.1-0.3 mm kan en stor del av kompositens hållfasthet bibehållas på grund av att fibrerna kan tolerera en avsevärd reduktion av diametern genom korrosion innan brott sker och okontrollerad sprickbildning erhålles. /5/
- fibrer gjorda av dragen tråd är mer resistenta mot punktkorrosion av klorider än fibrer med råare ytstruktur. /6/

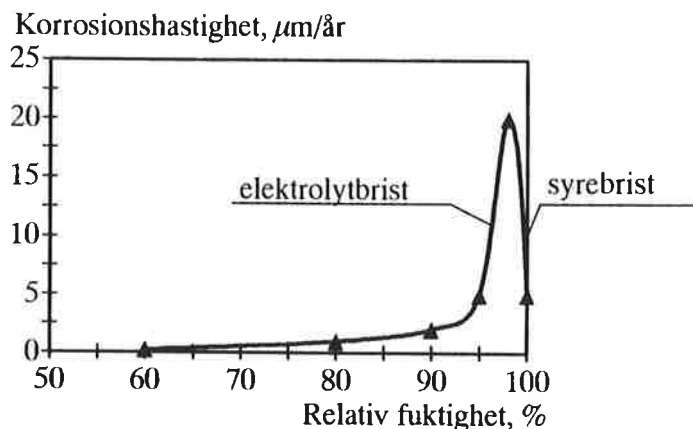
5. SLUTSATS

Problem beträffande korrosion av stålfiber i betong kan relateras till de aktuella miljöbetingelserna och inverkan av sprickor d v s samma påverkande faktorer som för traditionellt armerad betong.

Innomhusmiljö:

Inga korrosionsproblem förligger. Betongen karbonatiseras och karbonatiseringshastigheten beror på betongkvaliteten men relativa fuktigheten är för låg för att korrosion skall kunna ske. Se FIGUR 2.

Karbonatiseringshastigheten har för betong med hög kvalitet i torr, varm miljö uppmätts till ca 1 mm/år. Hastigheten avtar dock med tiden.



FIGUR 2. Korrosionshastighet som funktion av relativ fuktighet i karbonatiserad betong.

Rate of corrosion as function of relative humidity in carbonated concrete.

Utomhus utan inverkan av klorider:

För fiberbetong, och i synnerhet i form av sprutbetong, används normalt betong med relativt hög₃ betongkvalitet d v s med cementhalter över ca 400 kg/m³ och vattencementtal under 0.5. Denna kvalitet, i kombination med normala fuktförhållanden utomhus, innebär att karbonatiseringshastigheten inte överstiger ca 2 mm inom loppet av 15-20 år oberoende av om betongen är skyddad mot regn eller ej. Detta innebär att fiberkorrosion endast är ett ytproblem märkbar genom missfärgning på ytan.

Fibrer som sticker ut från ytan kommer att korrodera fullständigt och kan orsaka en missfärgning i närheten av fibern. När fibern har rostat av och ett lager av korrosionsprodukter har bildats på den exponerade fiberytan kommer inga, eller mycket obetydliga, fortsatta missfärgningar att uppstå.

Fibrer som överbryggar sprickor i betongen kommer sannolikt att vara skyddade mot korrosion så länge sprickvidden inte är vidare än vad som begränsar möjligheten till självläkning. Denna sprickvidd kan uppskattas till 0.2 mm enligt Clear /7/.

I bredare sprickor kan lokal korrosion erhållas som kan korrodera fibrerna fullständigt.

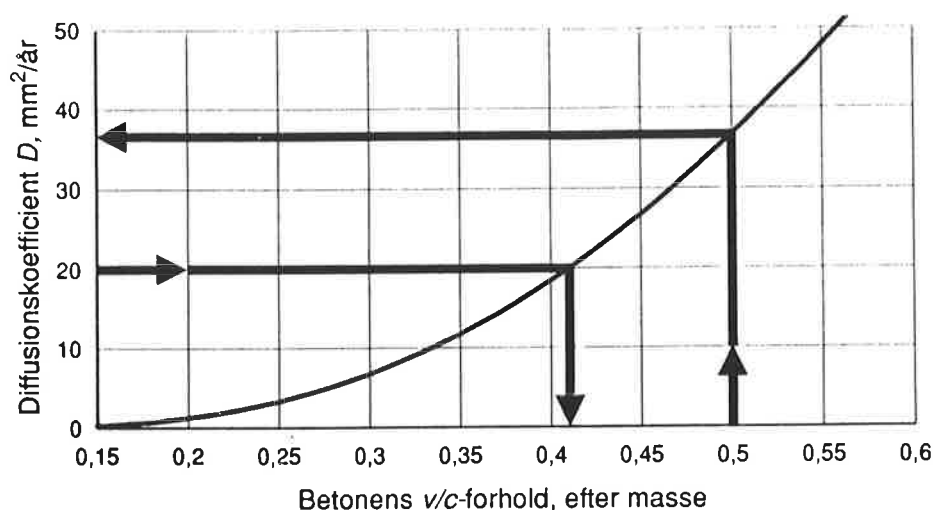
Utomhus med inverkan av klorider:

Konstruktioner i havsmiljö på "visst avstånd" från havet påverkas inte av kloridhaltiga vindar. Likaså påverkas inte tunnlar utsatta för havsvattenryck av klorider. Det kan dock förväntas att konstruktioner, eller delar av konstruktioner, belägna i skvalpzonen kommer att påverkas av klorider liksom konstruktioner utsatta för tösaltning. Kloridtilförsel genom tösaltning är sannolikt den allvarligaste formen för kloridtillskott eftersom salthalten i sådant smältvatten är upp till 10 ggr högre än salthalten i havsvatten.

Effekten av kloridinitierad korrosion, vid kloridhalt upp till ca 1.5 % och 8 års exponering, förfaller att vara begränsad till missfärgning av fiberytorna utan tendens till bildande av expansiva korrosionsprodukter, åtminstone så länge fibrerna är väl dispergerade i betongmassan.

Kloridinträngningen i betong är en diffusionsprocess och beroende av betongens diffusionsmotstånd mot klorider. Diffusionsmotståndet är beroende av betongens täthet vilket kan uttryckas med dess vattencementtal enligt Poulsen /8/.
FIGUR 3.

Inverkan av klorider på fiber som överbryggar sprickor kommer sannolikt att orsaka snabb korrosion av fibrerna. D v s det är väsentligt att reducera sprickvidder för att minimera kloridinträngningen. Korrosionen är dock mycket lokal utan tendens till expansionseffekter i fibernas omgivning. Vid fina sprickor kommer sannolikt inverkan av självläkning även att reducera inträngningen av klorider. Enligt Hannant /9/ och Mangat/10/ är inverkan på böjdraghållfastheten försumbar så länge sprickvidden är mindre än 0.25 mm.



FIGUR 3. Samband mellan kloriddiffusionskoefficient och betongens vattencementtal, Poulsen /8/

Relation between diffusion coefficient for chloride ions and the water cement raatio of concrete.

Kombinerad inverkan av frost och korrosion:

När en betongkonstruktion är belägen i en fuktig miljö med inverkan av frost och klorider måste betongen vara både frostbeständig och ha tillräcklig motståndsförmåga mot kloridinträngning. Med fiberarmering erhålls, i dessa fall, den gynnsamma verkan att fibrerna inte orsakar någon, eller mycket liten, uppspräckning av betongen på grund av korrosion. Detta reducerar den sprickbildning som annars skulle medge inträngning av vatten och i vattnet lösta kloridjoner med frostsprängning och korrosion som följd. D v s fiberarmeringen reducerar tendensen till progressivt destruktionsförlopp.

6. UTVECKLINGSBEHOV

Genom ovanstående slutsatser har förhoppningsvis vissa av de inledande frågeställningarna kunnat besvaras eller åt minstone göras något klarare. Inom beständighetsområdet för oarmerad och traditionell armerad betong pågår fortfarande omfattande forskningsinsatser, särskilt vad gäller kloridinitierad korrosion.

För stålfiberarmerad betong, och då särskilt i form av sprutbetong, kan ett antal frågeställningar identifieras där behov av forskningsinsatser finns. Några sådana är:

- Sprutprocessens inverkan på betongens diffusionsmotstånd mot koldioxid och klorider.
- Inverkan av betongkvaliteten på kloriddiffusion
- Kloridbelastning på konstruktioner invid saltad vägbana, t ex bropelare eller tunnelvägg.
- Systematisk undersökning av korrosionsförloppet vid både karbonatiseringsiniterad och kloridinitierad korrosion.
- Olika fibertypers korrosionsförlopp
- Systematisk undersökning av sprickviddens betydelse för både karbonatiseringsiniterad och kloridinitierad korrosion, samt dess inverkan på bärförmågan.
- Krav på fiberarmering för att begränsa sprickvidder.

SUMMARY

Problems concerning corrosion of steel fibres in concrete can be related to the actual environment conditions and the influence of cracks, that is, the same influencing parameters as for normal reinforcement bars or mesh.

Indoor environment:

No problems concerning corrosion. The concrete carbonate and the rate of carbonation depend on the concrete quality but the relative humidity is too low to admit corrosion of the steel fibres.

The studied structure has carbonated approximately 1 mm/year, though, it should be noticed that the rate of carbonation decreases with time.

Outdoor environment without influence of chlorides:

For fibre reinforced concrete, normally high₃ quality concrete, with cement content over 400 kg/m³ and w/c ratios below 0.5 are used. This quality in combination with the normal moisture situation in outdoor structures means that the carbonation rate does not exceed approximately 2 mm in 15-20 years whether the concrete is protected to rain or not. That is, fibre corrosion is only a surface problem, noticeable as a discolouration.

Fibres sticking out of a fresh concrete surface do corrode totally and may cause discolouration in the vicinity of the fibres. However, when the fibres have been corroded and a layer of corrosion products have been formed on the exposed fibre surfaces, no or very minor further discoloration occurs.

Fibres crossing cracks in concrete will probably be protected against corrosion as long as the crack width is not wider than what is limiting for autogenous healing. This crack width can be approximated to 0.2 mm according to Clear /6/.

In wider cracks local corrosion occurs which totally may corrode the fibres.

Outdoor with influence of chlorides

Structures in sea environment seem not to be influenced by chlorides from salty wind. That is, as long as the structure is located at "some distance" from the sea.

However, it could be expected that structures, or part of structures, located in the splash zone will be influenced by chlorides as well as structures treated with deicing salt. The influence of deicing salts is probably the most severe situation due to the fact that the chloride concentration is, up to, 10 times higher in such melting water than the chloride concentration in sea water. The fibres corrode in spite of the carbonation conditions. The corrosion seams, up to 8 years of age and chloride content less than 1.5 % by weight of cement, to be limited to surface discolouration without any expansion effect, at least as long as the fibres are well distributed in the concrete mass.

The penetration of chlorides into concrete is a diffusion process which depends on the resistance of the concrete to chloride diffusion. This resistance depends on the density of the concrete which may be expressed by the w/c ratio of the concrete.

The influence of chlorides on fibres crossing cracks will certainly result in a rapid corrosion process. Thus, it is important to reduce the crack widths in order to decrease the chloride penetration. The corrosion seams, though, to be very local without expansion effects in the surrounding. For fine cracks, the effect of autogenous healing, will probably also reduce the penetration of chlorides. According to Hannant /4/ and Mangat /5/, the influence on the bending strength is negligible when the crack width is less than 0.25 mm.

Copmbined effect of frost and corrosion:

When a concrete structure is located in a moist environment with action of frost and chlorides, it is obvious that the concrete has to be frost resistant and have a reasonable penetration resistance to chlorides. The beneficial effect of fibre reinforcement in this kind of environment is that the fibres give rise to no or very minimal expansion stresses when corroding, thus, decreasing the development of cracks which otherwise will allow for penetration of water and in the water dissolved chloride ions. This water penetration will then induce frost and corrosion expansion. That is, fibre reinforcement will reduce the tendency of progressive destruction process.

REFERENSER

- /1/ Tuutti K, Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement & Concrete Research Institute. Research 4-82.
- /2/ Vennesland Ö, Noteby rapport uppdrag 21303, Oslo, Norge
- /3/ Mangat P.S, Gurusamy K, Corrosion resistance of steel fibres in concrete under marine exposure. Cement and Concrete research, Vol 18, pp 444-54, 1988.
- /4/ Vennesland Ö, Unpublished information. Nordic seminar "Fibre reinforced concrete-Research and Development", Swedish Cement & Concrete Research Institute, April 25, 1991.
- /5/ Vandewalle M, Tunneling the world, NV Bekaert S.A, Belgium, 1991.
- /6/ Dubois F, Nougier H, Durability of steel fibrous concrete used for the manufacture of containers for nuclear waste storage. International Conference on Recent Developments in Fibre Reinforced Cement and Concretes, Cardiff, 18-20 Sept, 1989, pp 573-581.
- /7/ Clear C.A, The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete. Cement & Concrete Association. Technical report 559, May 1985.
- /8/ Poulsen E, Bestemmelse af diffusivitet for forskellige betonkvaliteter, Marina betongkonstruktioners livslängd, Sammanfattning av seminarier 1993.
- /9/ Hannant D.R, Edgington J, Durability of steel fibre concrete, Proceedings, RILEM Symposium on Fibre reinforced cement and concrete, Vol 1, Sept 1975, pp 159-169.
- /10/ Mangat P.S, Gurusamy K, Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete, Materials and Structures, 119, 1987 (20) pp. 338-347.

BERGMEKANIK I PRAKTIKEN . . .

Rock Mechanics in Practice . . .

Introduktion: Norbert Krauland

TUNNELRENOVERING VID TÅSANS KRAFTSTATION

Rehabilitation of the tunnels in the Tåsan hydropower station

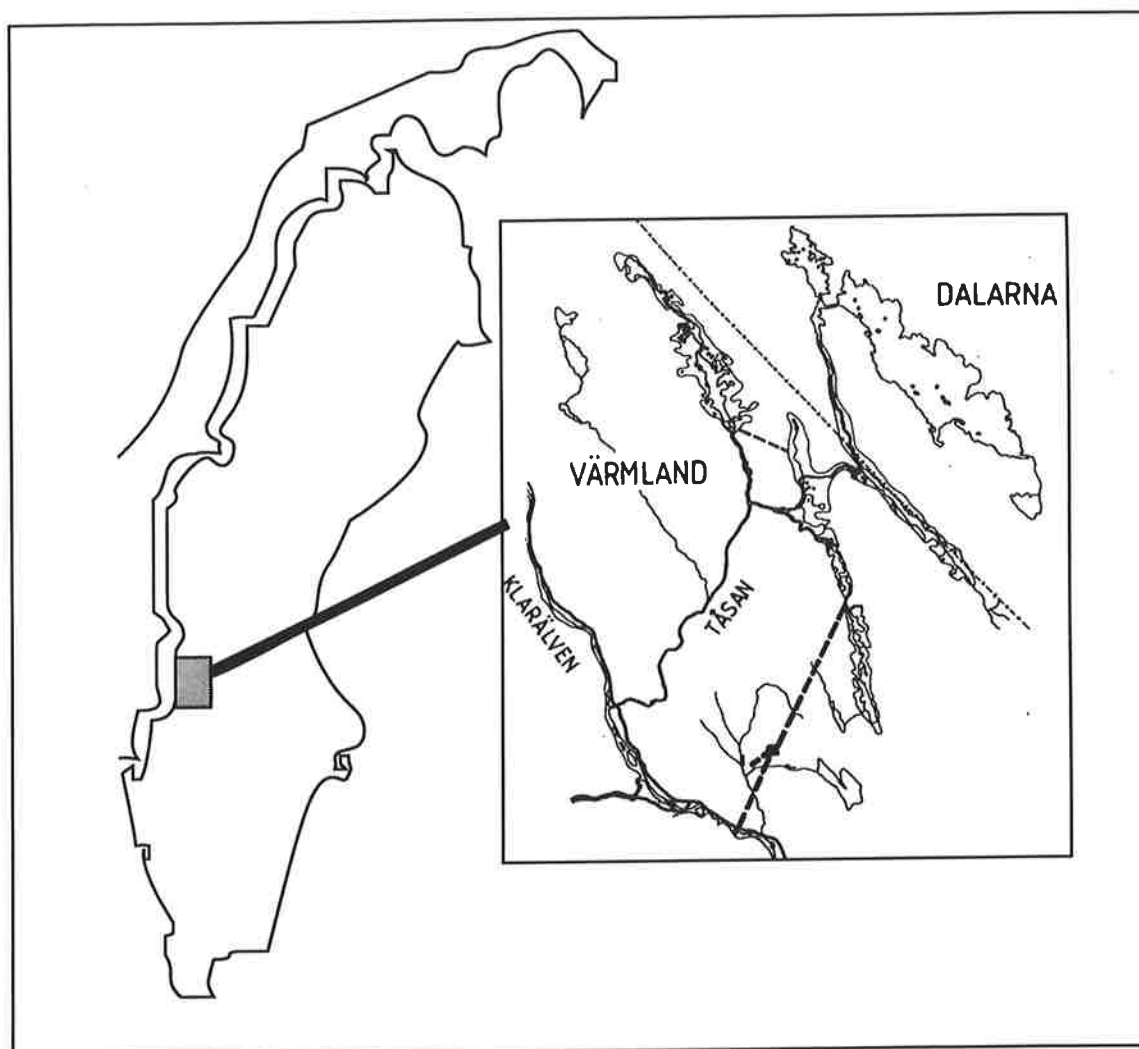
Bengt-Olof Sundell, Gullspångs Kraft, Karlstad

INLEDNING

Tåsans kraftstation är belägen i norra Värmland och ägs till 60% av Karlstads kommun och till 40% av Gullspångs Kraft. Kraftstationen togs i drift i januari 1953 efter cirka fem års byggtid. Tåsananläggningarna utbyggdes av dåvarande Uddeholms centrala byggnadsavdelning, och för konstruktionen svarade Vattenbyggnadsbyrån. Förutom de ursprungliga anläggningarna har ett regleringsmagasin tillkommit under 1950-talet, och regleringsgraden utökades i ett annat magasin vid två tillfällen senast under början av 1970-talet. Kraftstationen utnyttjar höjdskillnaderna mellan Tåsjöns vattensystem och Klarälven. Bruttofallhöjden är 269 m, vilket vid den tiden var Sveriges högsta utbyggda fallhöjd (figur 1).

Drifttiden är förlagd till vinterhalvåret, och under sommaruppehållet två år efter det att anläggningen tagits i drift besiktades tunnlarna. Vid denna besiktning konstaterades mindre bergnedfall. Nästa tillfälle tunnlarna besiktades var 1957, i samband med att en trottel skulle installeras i tillloppstunnelns nedströmsdel. Denna inspektion gav ett överraskande resultat. Tunneln visade sig vara helt igenrasad vid en sektion cirka 2.5 km från nedströmssidan och ytterligare ett dussintal större ras påträffades. Detta föranledde en genomgripande bergkartering av hela tunnelsystemet, som sedan låg till grund för förstärkningsarbeten under sommarperioderna 1957 och 1958. Under sommaren 1991 renoverades turbin och generator. Samtidigt utfördes en tunnelbesiktning med avseende på behovet av förstärknings- och reparationsåtgärder. Vid denna besiktning konstaterades att ett påtagligt behov av åtgärder förelåg och beslut togs att genomföra nödvändiga förstärkningsarbeten under följande sommarperiod.

Ett tunnelhaveri som lätt spolierar en hel årsproduktion på 100 GWh vinterkraft får stora ekonomiska och kraftbalansmässiga konsekvenser. Produktionsbortfallet kan värderas till minst 25 Mkr, vartill kommer fördyringen av en forcerad renovering med uppskattningsvis 3 Mkr. Sannolikheten för nya tunnelras bedömdes som hög, och mot denna bakgrund beslöts, att renovering av Tåsans tunnlar skulle genomföras under sommaruppehållet 1992. Den rådande konjunkturen på byggmarknaden bedömdes ge betydligt lägre entreprenadkostnad än vad som skulle kunna uppnås i framtiden.



Figur 1. Tåsans kraftstation i norra Värmland.
The location of the Tåsan hydropower station in northern Värmland.

TÅSANS KRAFTSTATION

Genom uppdämning har i befintliga och nybildade sjöar skapats en magasinvolym av 90 miljoner m³. Maskinstationen är förlagd i berg cirka 225 m under markytan med långa tunnlar både för tilllopp, utlopp och tillfart. Maskinstationen, som omfattar utrymme för maskinsal, generator- och turbinvåningar, transformatorer, kontrollrum mm, har en 800 m lång tillfartstunnel. Den cirka 7 km långa tillloppstunneln är förbunden med maskinstationen via en 365 m lång och delvis plåtinklädd trycktub i 45° lutning. Utloppstunnelns längd är cirka 3.5 km och den totala tunnellängden uppgår till cirka 11 km med en tvärsnittsarea av 17 m². Kraftstationen utnyttjar höjdskillnaderna mellan Tåsjöns vattensystem och Klarälven, bruttofallhöjden är 269m med en drivvattenföring av 17m³/s. Turbinen är en vertikal francisturbin och generator med en märkeseffekt av 44MVA. Drifftiden är i medeltal 3 000 timmar per år förlagda till vinterhalvåret. Stationens huvuddata framgår av tabell 1.

Huvuddata för Tåsans kraftstation

Nederbördsområde	370 km ²
Magasinsvolym	90 Mm ³
Fallhöjd	269 m
Tilloppstunnel	6698 m
Utloppstunnel	3 596 m
Tunnelarea	17 m ²
Trycktub lutning 1:1	365 m
Transportort lutning 1:8	812 m
Drivvattenmängd	16.15 m ³ /s
<u>Energiproduktion</u>	
Vintertid	69 GWh
Sommartid	6 GWh

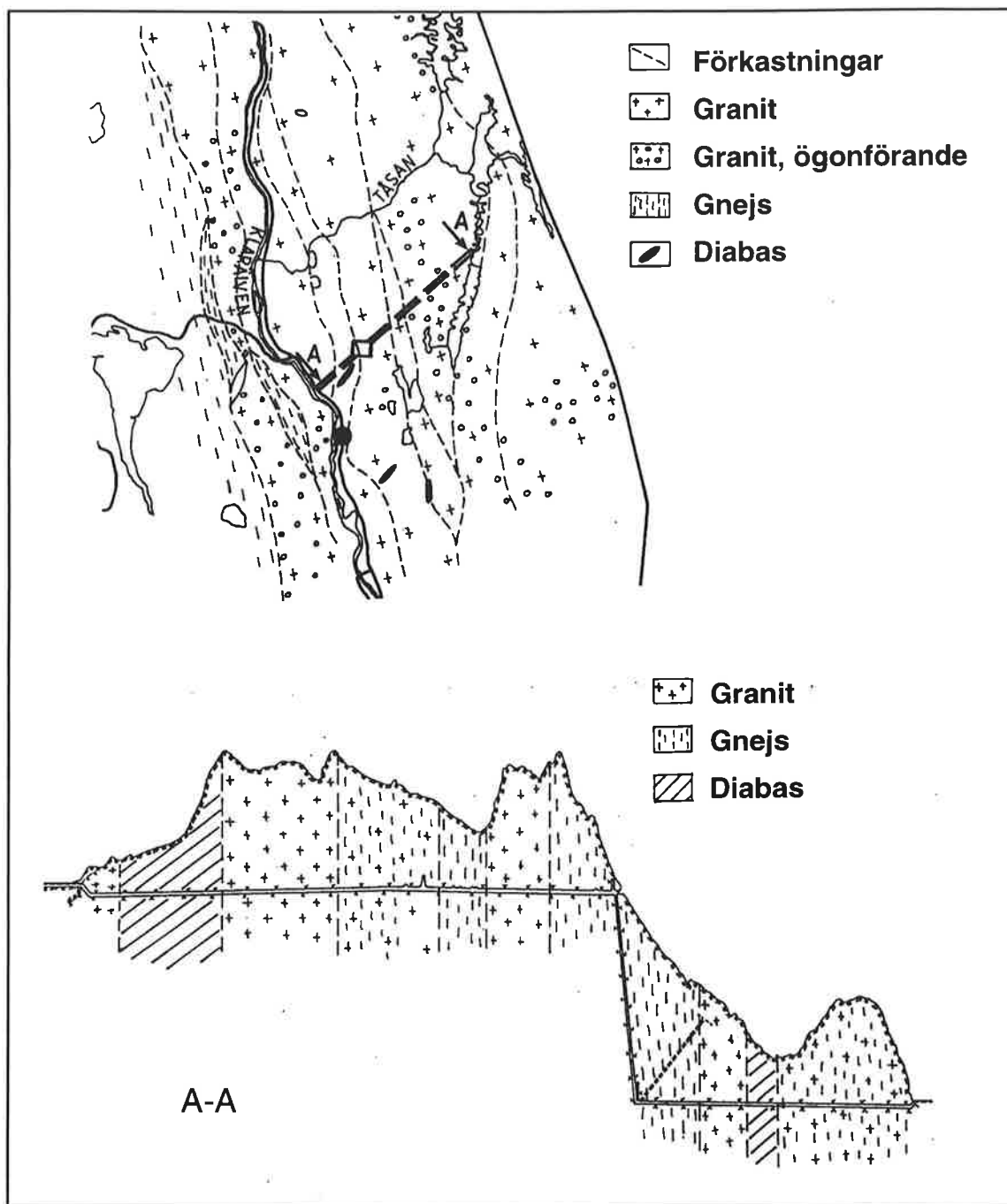
Tabell 1. Huvuddata för Tåsans kraftstation
Tåsans hydropower station. Main data

GEOLOGI

Geologin inom kraftstationsområdet utgörs i huvudsak av graniter, gnejs och gnejsgranit. Graniterna är dels den ögonförande, huvudsakligen Filipstadsgranit och dels den jämnkorniga, huvudsakligen Hagforsgraniten. Tektoniska rörelsezoner omgiven av förskiffring genomkorsar området med i huvudsak en NNV riktning. Lokalt förekommer diabaser och hyperiter, som också kan utgöra lokala försvagningar. I figur 2 redovisas i plan geologin inom och i nära anslutning till kraftstationsområdet samt i profil den i tunnarna karterade geologin.

Ett stort antal lerzoner och skölar förekommer längs hela tunnellen. Risker för tunnelns framtida bestånd är i första hand knutet till bergutfall i anslutning till dessa partier, eller att befintliga förstärkningar kollapsar genom att dessa bryts ner eller deras funktion äventyras genom erosion. Vid besiktningen 1991 kunde också erosion bakom befintliga betongförstärkningar konstateras. Erosion bakom betongförstärkningar kan leda till bergutfall och en ökande belastning på bågarna och därmed ökad rasrisk. Erosion i oförstärkta lerzoner kunde också observeras vid besiktningen, i vissa fall var erosionen mycket djupgående. Berggrunden syns generellt vara vittringsbenägen, och i kombination med sprick- och lerzoner kan detta innebära risk för instabilitet.

Berggrunden kan betraktas som spröd, och denna sprödhet eventuellt i kombination med bergspänningar har medfört avlossning av tunna skivor i samband med skrotningsarbetet.



Figur 2. Allmän översikt av de geologiska förhållandena inom Tåsans kraftstationsområde. Profilen redovisar schematiskt de lokala geologiska förhållandena baserat på resultaten från tunnelkarteringar.

General view of the geological conditions within the Tåsan hydropower station area. The profile shows the geological conditions encountered during the tunnel mapping.

BYGGSKEDET

Första spadtaget togs i augusti 1947, och kraftstationen togs i drift i januari 1953. En av de första uppgifterna då bygget startades var att ordna nya vägar till de olika arbetsplatserna. Sammanlagt byggdes cirka 35 km vägar. För personalen, som då den var som högst uppgick till 280 personer, måste uppföras familjebostäder och ungkarlsbaracker. En stor del av arbetsstyrkan bestod dock av ortens folk. Vidare erfordrades kontor, förråd och verkstäder samt provisoriska kraftstationer för den viktiga elförsörjningen.

Ett problem var transporten av tyngre maskinell utrustning, som krävde förstärkning av vägar och broar. Den högsta transportvikten hade generatorns rotor, som vägde 56 ton. Generatorns statordelar vägde vardera 33 ton och transformatorerna vardera 27 ton. Allt detta måste transporteras på delvis mycket enkla vägar.

I samband med tunneldrivningen påträffades dåligt berg i ett flertal områden. Förstärkningarna som utfördes under byggtiden inskränkte sig i huvudsak till driftförstärkningar. I sämre berg framförallt vid större takutfall utfördes bla träförstärkningar. I utloppstunneln revs en bockort före vattenfyllningen, medan en bockort i tillloppstunneln finns kvar än idag. Bockorten är ett väl utfört arbete och är idag i god kondition.

Tunnlarna drevs i huvudsak på tvåskift med fyra man på varje skift, som handhaft borrar, lastning, skjutning och utlastning av bergmassorna. För räsläggning, förlängning av luft- och vatten samt ventilation arbetade två man på dagskift. För borrarngen användes bormaskiner typ RH 655 med knämatning. Den borrhållning som användes var en mycket enkel träställning bestående av två träramar som spändes mellan tunnelväggarna med en uppstämpling i mitten. Vid borrarngen borrhållade två man från sulan och två man från ställningen.

Tunnelarean som är 17 m² har sektionen 4.5 m bredd och 4 m pilhöjd i taket med en rundning mot anfanget av 3.2 m. Borrhållningen har normalt varit norsk kil med 36 - 40 hål i ortgaveln. Indriften per salva uppgick i medeltal till 3 m med 3.2 borrhållad längd. För borrarngen användes Uddeholms hårdmetallborrar med längder av 1.6 - 3.2 m, borrhålljunkningen per minut har varierat mellan 30 - 37 cm. Specifik borrarng uppgick till 2.5 m per m³ berg. För språngning användes dynamit typ B, 25 mm patroner, dynamitförbrukningen per kubikmeter berg uppgick till 1.2 kg. Tåndningen skedde med stubin. Utlastning utfördes med skrapspel och skrapspelbrygga. Uttransporten skedde med 3 m³ vagnar, som tippades i en bergficka för vidare transport. Vagnarna drogs med ackumulatorlok. Som en intressant jämförelse med dagens arbetsmetodik och kostnader kan nämnas, att summa arbetstid per m³ uppgick till 1.5 timmar. Arbetskostnaden per m³ berg inklusive bergtransport till tipp, index och övertid samt risksåttning var SEK 12:75. Kostnaden för dynamit uppgick till SEK 3:68 per m³ berg. Samtliga uppgifter härrör från ett internt PM utarbetat 1951.

TUNNELRENOVERING 1957 - 1958

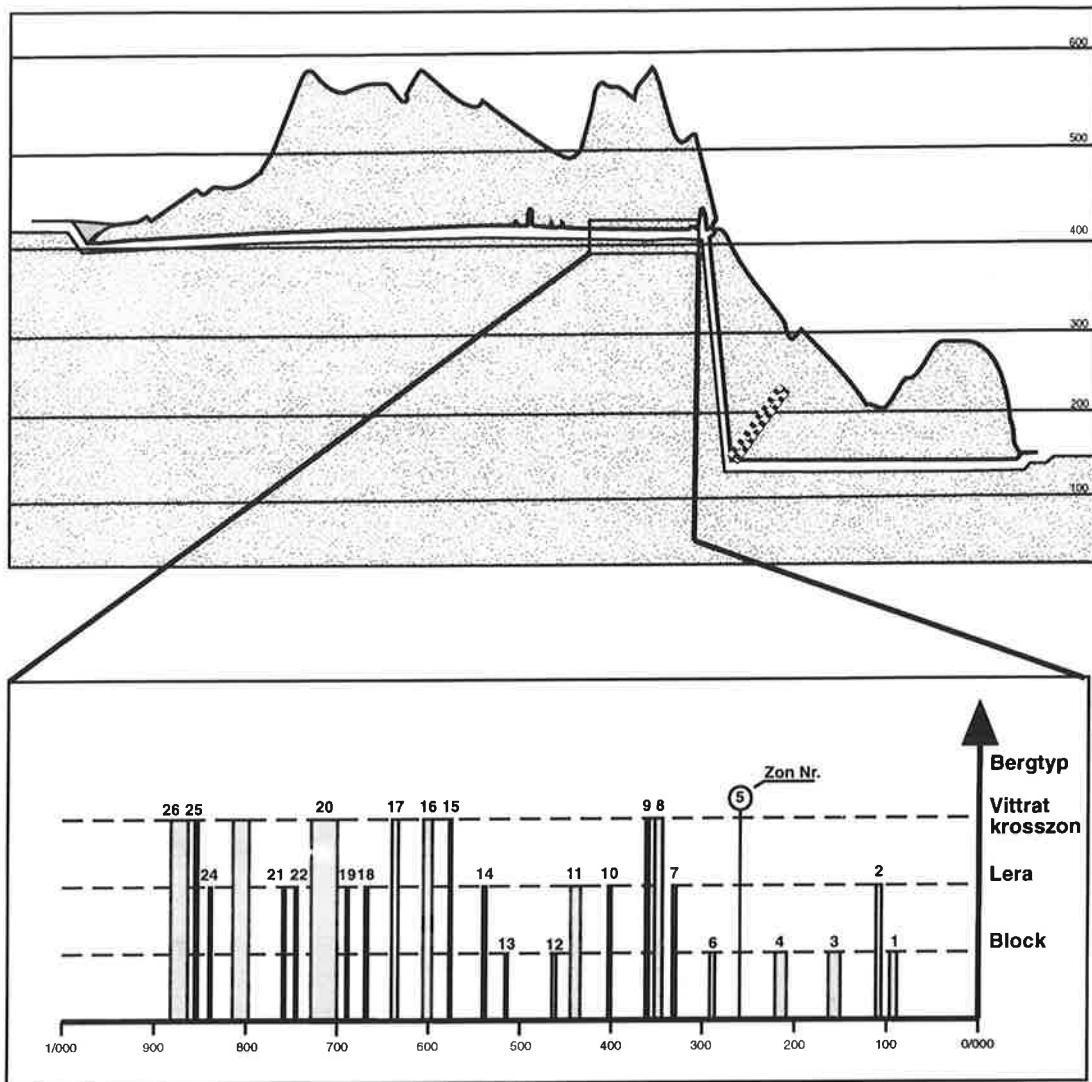
Under sommaruppehållet 1955, två år efter idrifttagningen utfördes en besiktning av vattenvägarna. Resultaten från besiktningarna visade enbart mindre bergutfall. Några allvarigare stabilitetsproblem eller inträffade ras kunde inte konstateras. Vattenvägarna tömdes på nytt 1957, föranlett av att en trottell skulle installeras i tilloppstunnelns nedströmsdel. Denna inspektion gav ett överraskande resultat. Tunneln var helt igenrasad cirka 2.5 km från nedströmssidan. Förutom denna kollaps av tunneln hade ett dussintal större ras inträffat sedan 1955. Detta föranledde en genomgripande bergkartering av hela tunnelsystemet, som sedan låg till grund för de omfattande förstärkningsarbetena. Dessa arbeten utfördes under sommarperioderna 1957 och 1958 och utfördes av Skånska Cementgjuteriet.

Den geologiska bergkarteringen som utfördes av professor Åke Henriques, KTH rekommenderade vissa förstärkningsarbeten och i figur 3 redovisas exempel på karterade zoner i tilloppstunneln. Staplarnas höjd visar olika typer av berg. För varje enskild zon föreslogs en förstärkningsåtgärd. Samtliga föreslagna förstärkningsåtgärder utfördes emellertid inte. I figur 4 visas de i huvudsak fyra typerna av geologiska fenomen som kunde konstateras och som krävt förstärkningsarbeten av varierande omfattning vid olika tidpunkter. Exempel på bergförstärkningar utförda 1957-58 visas i figur 5-7.

Reparationen av den igenrasade delen av tilloppstunneln var tekniskt mycket komplicerad och dessutom synnerligen besvärlig ur arbetsmässig synpunkt. Eftersom tunneln var helt igensatt av rasmassor fanns ingen lufttillförsel, vilket innebar att man i inledningsskedet av renoveringen kunde arbeta enbart i tvåtimmars pass. För att nå rasplatsen fick man först röra cirka 500 m, sedan gå 3 km och slutligen paddla en gummiflotte ytterligare 500 m. På grund av syrebristen i tunneln fick personalen använda syrgasapparater. Syrebristen innebar också, att man i början inte kunde använda traktor, eftersom förbränningsmotorn stannade. Så småningom kunde spår läggas, och transporten skedde med ackumulatordrivna lok, sedan ventilationen förbättrats kördes även diesellok.

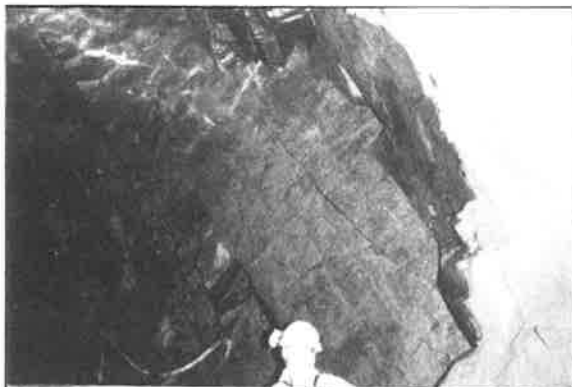
Urlastningen av det stora raset visade sig bli mycket komplicerat. Cirka 1 800 m³ lastades ur under tolv dygn med hjälp av skrapspel, men raset utvidgade sig uppåt och nya rasmassor fyllde på kontinuerligt. I detta skede övervägdes att spränga en omloppstunnel förbi rasområdet, men på grund av den tid som skulle åtgå för att spränga ut en sådan tunnel beslöts att fortsätta försöken med urlastningen. Betongvalv restes ända fram till rasets yttre begränsning och med en 400 kg hejare monterad på ett traktorblad drevs 15 m långa järnspont in i raset. I skydd av den sponten lastade man ur och byggde järnbockar under den varefter som urlastningen fortgick. Arbetet i tunneln försvårades också av den stora mängd lermaterial som blandats med övrigt rasmaterial.

De mindre rasen åtgärdades med betongvalv. Valven gjöts ovan jord och restes sedan bakom rasplatserna och monterades på plats. Valven gjöts i två delar, där varje del var 4.5 m hög, 0.5 m bred och 15 cm tjock. De båda valvhalvorna svetsades ihop inne i tunneln och lyftes på plats med hjälp av wirar, som fästes i det backande loket. Sedan valven kommit på plats, pumpades betong in mellan valven och bergväggen.



Figur 3. Bergkarteringar utförda i samband med renoveringsarbetena 1957 - 1958. Exempel på karterade zoner i tilloppstunneln. Staplarnas höjd visar olika bergkvaliteter.

An example showing geological mapping of a section of the headrace tunnel during the rehabilitation works 1957 - 1958. The height of the columns indicates different rock quality.



**Lerskölar
Storblockigt berg**



**Skölar, klorit/lera
Skivigt berg**



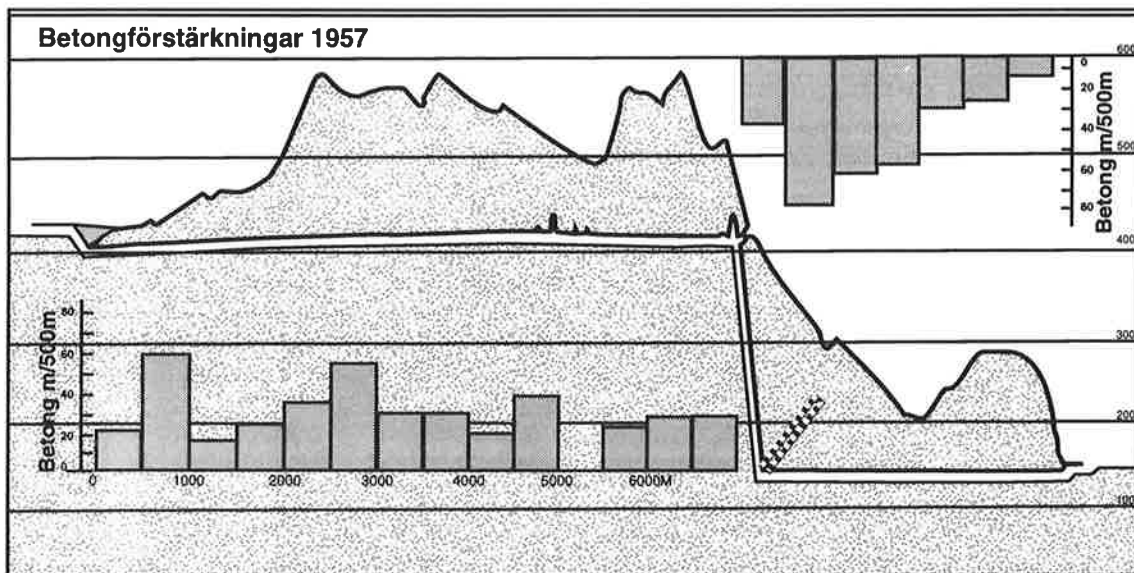
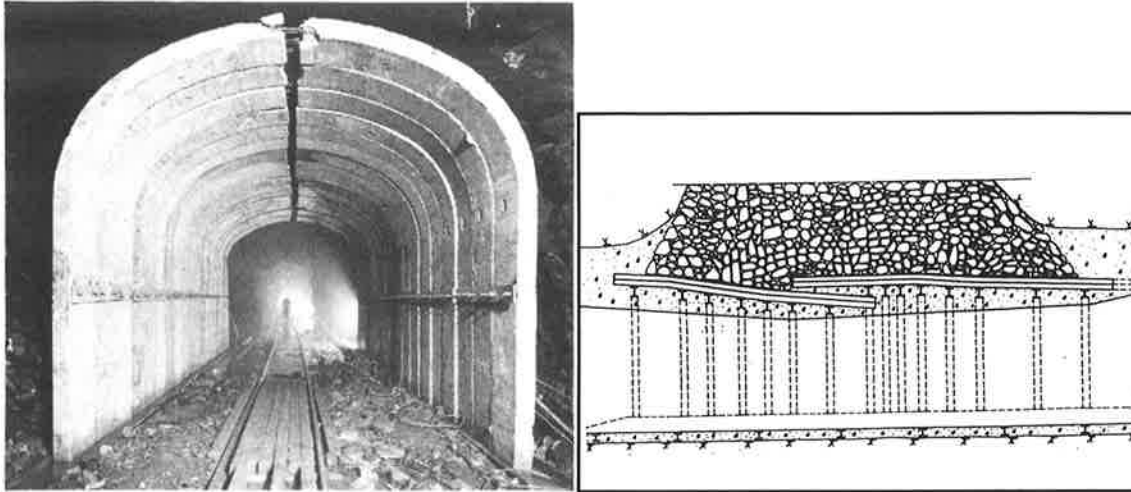
**Gnejs, grönsten,
lerskölar och småblockigt berg**



**Krosszoner ibland leromvandlat vittrat
berg.**

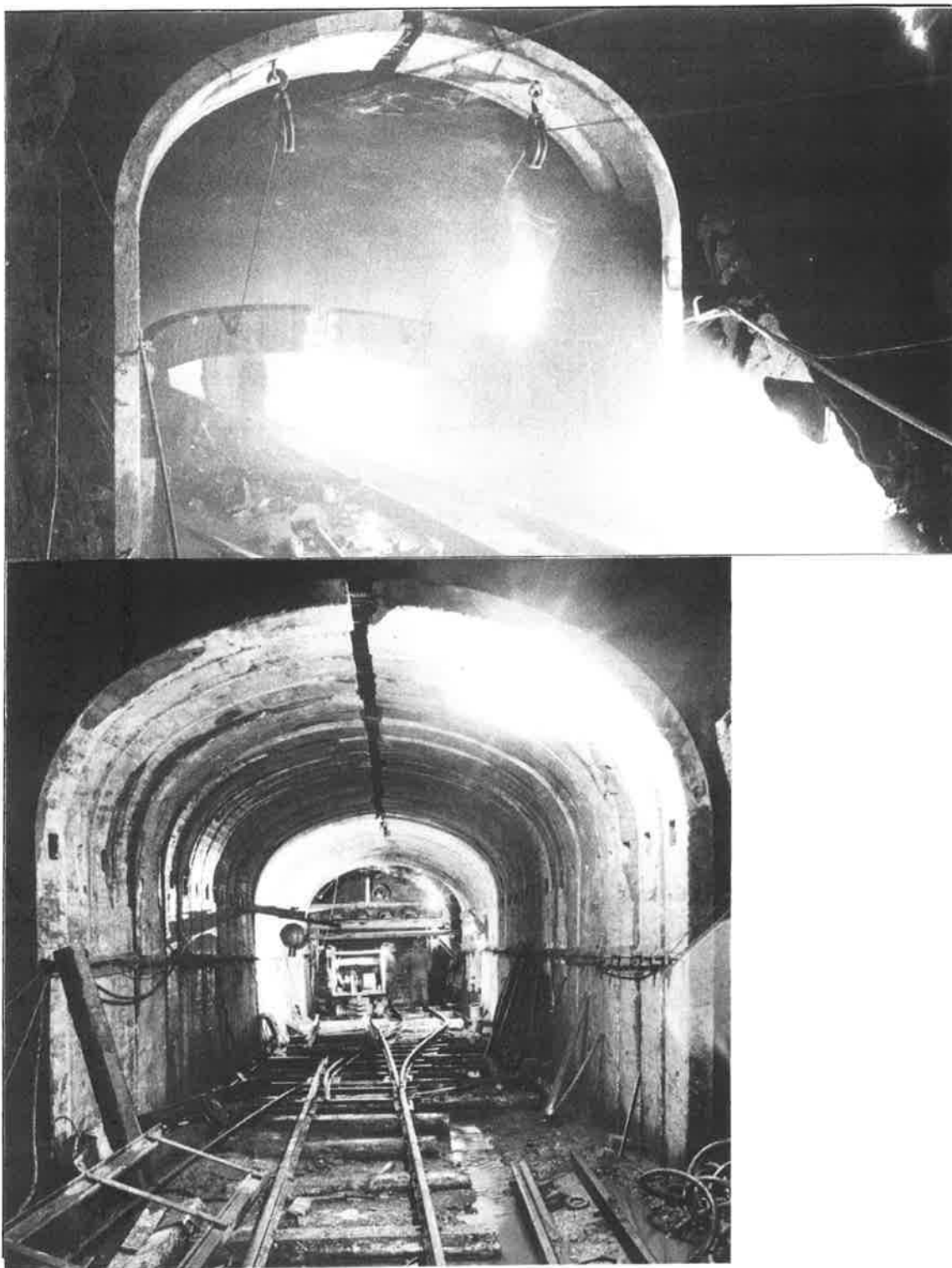
Figur 4. Bergartstyper och fenomen som lokalt försvagar berggrunden och som krävt förstärkningsåtgärder. Fotografierna är tagna 1992.

Rock types and other characteristics influencing the rock mass which have resulted in rock support measures. The photos were taken in 1992.



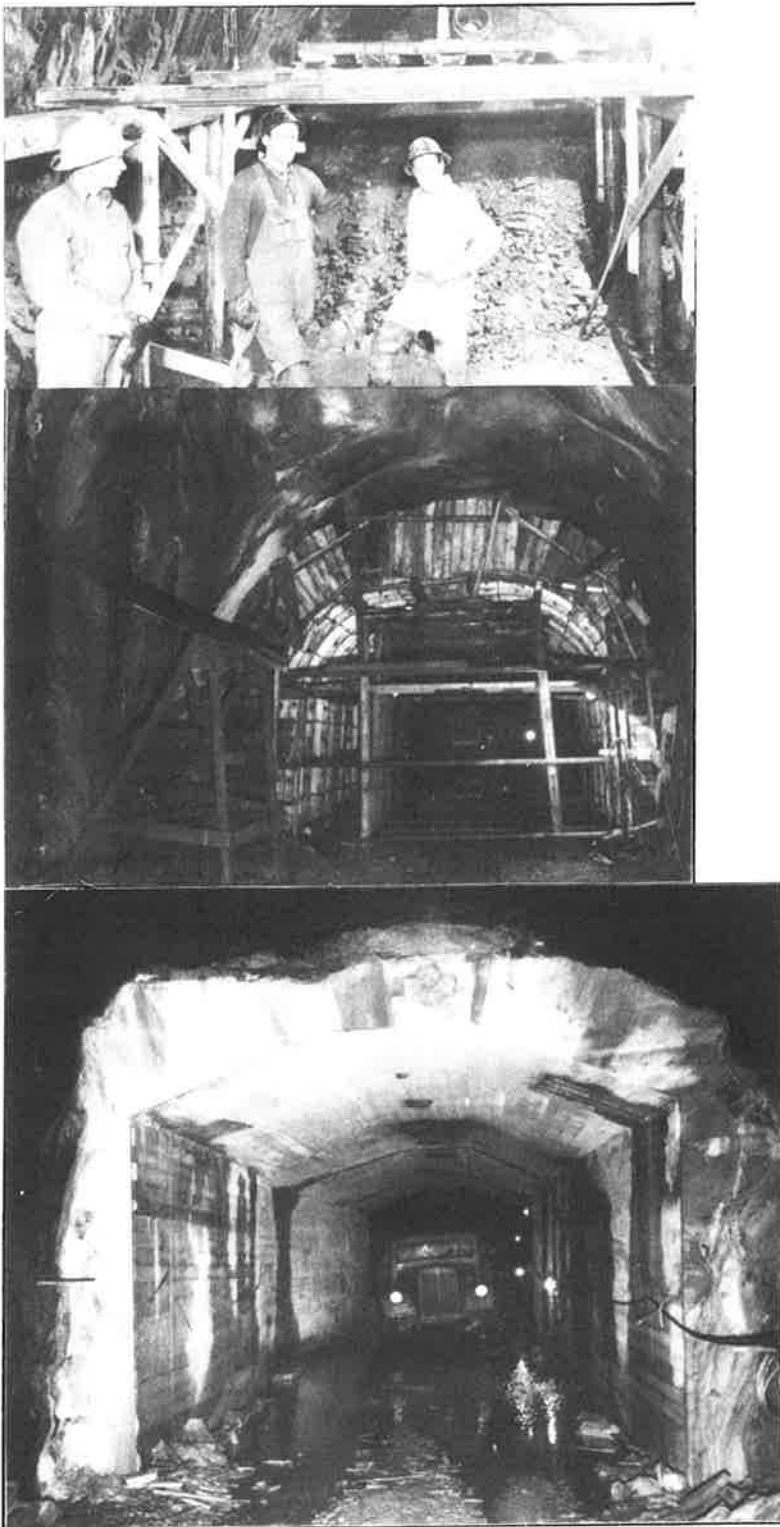
Figur 5.Exempel på bergförstärkningar utförda i tillloppstunneln vid renoveringarna 1957 - 1958.

Examples showing rock support carried out during the rehabilitation of the headrace tunnel in 1957 - 1958



Figur 6. Exempel på förstärkning av rasområde med prefabricerade betongelement i samband med renoveringsarbetena 1957 - 1958.

Example showing pre-fabricated concrete structures used as rock support during the rehab 1957 - 1958.



Figur 7. Exempel på förstärkning av rasområde med platsgjuten betongkonstruktion 1957 - 1958.

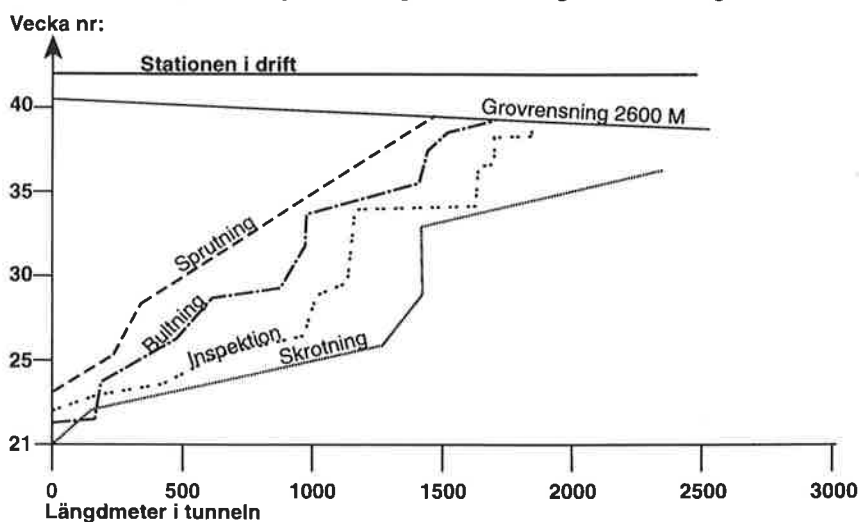
Example showing rock support of a tunnel break using in situ cast concrete 1957 - 1958.

TUNNELRENOVERING 1992 - 1993

Mot bakgrund av 1991-års besiktning renoverades samtliga vattenvägar, maskinsal och tillfartstunnel. Renoveringsarbetena upphandlades som en generalentreprenad med fasta å-priser. Som entreprenör valdes Skanska AB, Kraftverksavdelningen. Arbetenas genomförande har skett i stort enligt plan. Emellertid har ökade mängder och transportproblem i tunnelarna medfört, att endast cirka 70 % av arbetena kunde utföras under förutsatt tid, resterande del måste således utföras under sommaruppehållet 1993. Vid närmare besiktning och utvärdering av förstärkningsbehovet 1992 konstaterades att befintligt svallschakt måste betonginklädas. Bakgrunden till detta är att erhålla en långsiktig säker konstruktion och ha en tillfredsställande personsäkerhet vid återkommande besiktningar och underhåll.

Etableringen för förstärkningsarbetena som påbörjades i juni 1992 skedde på tre ställen, som i stort sett överensstämmer med de gamla angreppspunkterna för tunneldrivningen, dvs tillopp, överdel tilloppsschakt samt utloppsskanal. Eftersom anläggningen saknar avstängningsanordningar som möjliggör tillträde till tunnelarna, stängdes tillopp och utlopp av med fångdammar. För att kunna använda hjulburen utrustning i tunnelarna var det nödvändigt att utföra strossning av mötesplatser inom vissa sektioner av tunnelarna. De huvudsakliga arbetsmomenten vid förstärkningsarbetena var:

- skrotning
- högtryckstvättning
- bergbultning (ingjutna bult)
- blästring av den belagda bergytan
- betongsprutning (torrsprutning)
- tätinjektering bakom gamla betongförstärkningar



Figur 8. Planeringsschema som visar de olika arbetsoperationerna i samband med tunnelrenoveringen 1992 - 1993.

Plan showing the different working operations 1992 - 1993.

Stora svårigheter förelåg att identifiera de potentiella instabila områdena på grund av ett flera centimeter tjockt svart lager av slam och annan beläggning. Inom vissa partier användes högtryckstvättning, men för att ur kostnads- och tidssynpunkt undvika högtryckstvätt av långa sträckor användes geokarteringen från 1957 som ett väsentligt underlag för bedömning av nödvändiga förstärkningsåtgärder. Kontinuerlig besiktning utfördes på plats främst i samband med skrotning.

Förstärkningarna som utfördes 1992 - 1993 utgjordes i huvudsak av ingjutna bergbult och sprutbetong, Huvuddelen av förstärkningsmängderna bestämdes på plats av Gullspångs Krafts bergkontrollant med ledning av:

- geokarteringen 1957
- besiktningsresultat 1991
- besiktning efter skrotning
- diskussion med skrotningspersonal
- besiktning efter tvättning av bergytor

Maskinskrötning utfördes med hjulgrävmaskin, Åkerman H3 med 250 l skopa med rengarnityr och rivtand. För bultborrningen användes Atlas Copco Boomer med två bommar och 10-fots matning och Atlas Copco Gruvspecial med två bommar och 10-fots matning. Borrlängden var 2.75 m och bultlängd 2.8 m. Bulten sattes från Fiskars dumper med bruksspruta. Tvättningen utfördes med sprutrobot. Brandsprutemunstycke prövades vid en av arbetsfronterna med mycket bra resultat. För blandning av sprutbetongen vid en av fronterna 1992 användes Italia Mobil och stationär Trixer och storsäck vid en front 1992 och 1993. Mobil Trixer och cementsilo användes vid en front 1992 och 1993. Transporten av sprutbruket gjordes med Mobil Trixer, LHD Toro 250 med laststorlekar av 3 respektive 1 m³.

Tillståndet hos de förstärkningar som utfördes under byggskedet och i samband med renoveringen 1957 - 1958 varierade beroende på typ av förstärkning. I figur 9 visas huvudtyperna av de gamla förstärkningarna och tillståndet vid besiktningarna 1991 och 1992 var enligt följande:

A. Träförstärkning, bockort

Bockorten är ett väl utfört arbete och är idag fortfarande i god kondition. Viss förruttnelse av ytveden och ändträet kunde observeras, dock utan att äventyra bockortens konstruktion. Kramlorna var bitvis relativt kraftigt rostangripna.

B. Bergbult

Ett större antal bultändar var avrostade. Perfobultar som installerats 1957 provdrogs, vissa kunde dras ut för hand medan andra höll 3 ton. Kraftiga rostangrepp förekom på nät och i vissa fall var näten helt bortrostade.



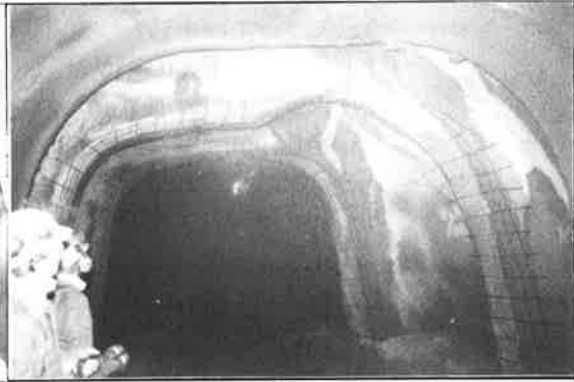
A. Träförstärkning, bockort



B. Bergbult



C. Sprutbetong



D. Betongstöd



E. Prefab betong



F. Platsgjuten konstruktion

Figur 9. Utförda huvudtyper av förstärkningar 1957 - 1958.
Main rock support measures carried out 1957 - 1958.

C. Sprutbetong

Vidhäftning och tillståndet hos den sprutbetong som applicerats 1957 - 1958 hade överlag en hög kvalitet med en kohesion större än 0.3 MPa

D. Betongstöd.

Tillståndet hos betongen bedömdes som god. Viss erosion av betongen förekom dock.

E. Prefabricerad betong.

Erosion av fyllning mot berg var i vissa fall markant. Betongens kvalitet bedömdes som god. Viss erosion av betongen förekom.

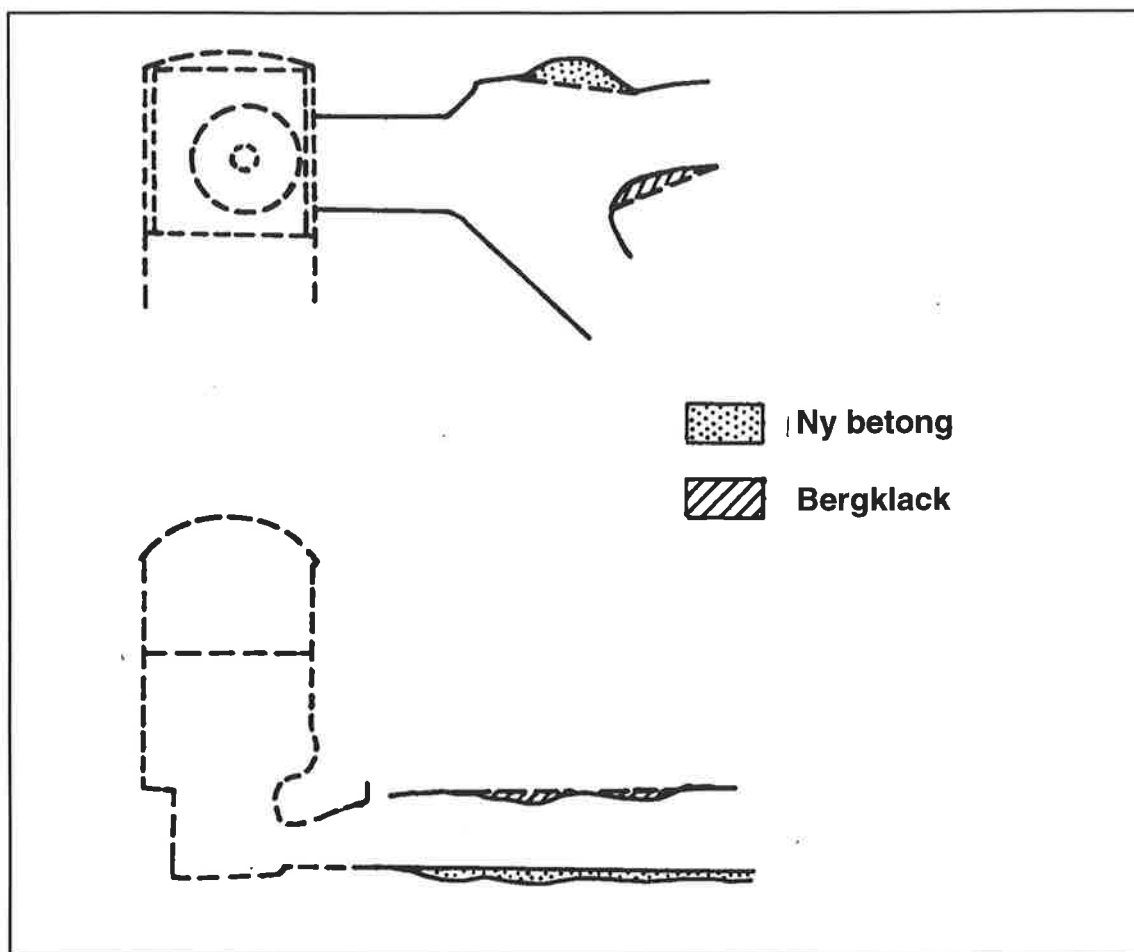
F. Platsgjuten betongkonstruktion.

Betongens tillstånd bedömdes som god.

Isamband med renoveringsarbetena förbättrades även vattenvägarna ur hydraulisk synpunkt. Förutom en omfattande rensning av tunnelbotten skapades jämna övergångar mellan berg och förstärkningar, och dessutom utfördes justering av tunnelväggar vid sugrörsförlängningen för bättre strömning (figur 10). Det sistnämnda har inneburit en mätbar effekthöjning för stationen.

Kostnaderna för beslutade åtgärder beräknades i planeringsskedet till 19.5 Mkr för tunnlarna och 1.7 Mkr för svallschaktet, vilket relativt väl överensstämmer med den verkliga kostnaden. Under genomförandet har beställaren, Gullspångs Kraft, utövat kontinuerlig kontroll av arbetet både vad beträffar kvalitet och mängd, där stipulerad provtagning utförts och sammanställts. Vid tveksamma och svårbedömda fall har även oberoende bergexpertis rådfrågats.

För att få ett begrepp om arbetenas omfattning kan detta beskrivas i form av utförda mängder. Det är t ex 6 700 bergbultar ingjutna motsvarande 18 700 m bult eller 0.61 bult per meter tunnel. Förstärkning med sprutbetong har utförts på 21 000 m² bergyta. Det har uttransporterats 6 500 m³ rensmassor från tunnelbotten. Arbetsstyrkan under arbetets gång har varierat och var som mest ett 50-tal under sommaren 1992 inklusive arbetsledning.



Figur 10. Justering av sugrörsförlängningen, strossning av berg respektive betongarbeten 1992 - 1993.

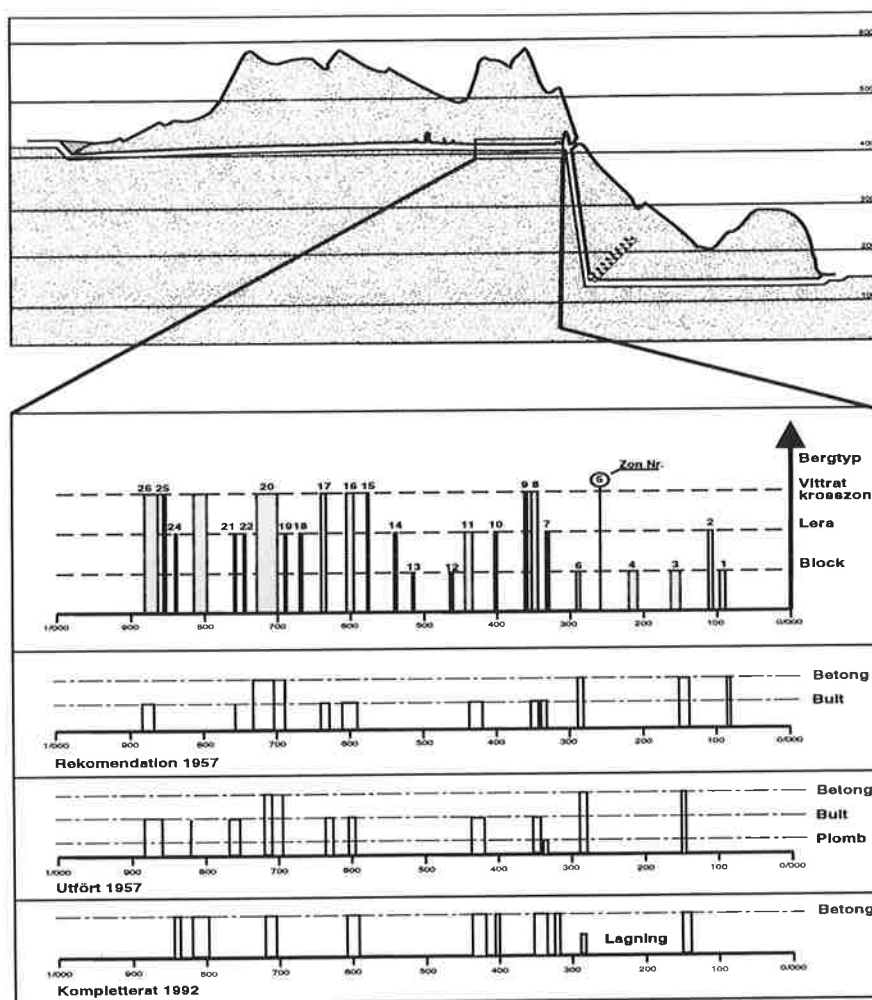
Adjustment of the draft tube, stoping and concrete work respectively

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Besiktningarna och bedömningarna av behovet av bergförstärkningar som utfördes 1991 - 1993, dvs cirka 40 år efter att anläggningen togs i drift visar klart på vikten av att ha en god geodokumentation att kunna gå tillbaks till vid nya besiktningar. Som tidigare nämnts förelåg stora svårigheter att identifiera potentiella instabila områden på grund av den flera centimeter tjocka beläggningen på väggar och tak. Ett sådant lager döljer effektivt de flesta strukturer, vilket i sin tur innebär en viss grad av osäkerhet vid bedömning av bergmassans stabilitet. En detaljerad besiktning av en flera kilometer lång tunnel skulle emellertid kräva en omfattande rengöring av bergytorna, vilket är både dyrt och mycket tidskrävande. Den kartering som utfördes 1957 har för tunnelreoveringen vid Tåsans kraftstation utgjort ett viktigt underlag för bedömning av nödvändiga åtgärder. Risker för tunnelns framtida bestånd har i första hand bedömts vara knutet till de relativt talrika lerzoner, kloritglimmerskölur, krosszoner, vittrade partier eller att befintliga förstärkningar kollapsar efter en med tiden pågående nedbrytning samt erosion bakom förstärkningar.

Förstärkningsarbetena i samband med renoveringen koncentrerades därför till sådana zoner. I starkt vittrade partier utlöses bergartsmaterialet lätt genom vatten. De är också känsliga för tryckpåverkningar. När materialet i zonerna utlösts lösgörs sidoberget, särskilt i de fall då berget är rikt på sprickor och har en skivig utbildning. I samband med renoveringsarbetena kunde färsk brottytor observeras på ett flertal ställen i såväl tak som väggar. Detta torde sammanhånga med en pågående vittring och en med tiden kontinuerlig förändring av bergartsmaterialet.

I figur 11 redovisas den rekommenderade förstärkningsnivån 1957, den faktiskt utförda förstärkningen 1957 - 1958 och den utförda förstärkningen vid renoveringen 1992 - 1993. Det är intressant att notera, att slutförstärkningen efter cirka 35 år relativt väl överensstämmer med den initiiellt rekommenderade förstärkningsnivån. För tydlighetens skull redovisas enbart ett tunnelavsnitt. Totalt identifierades 57 områden som kunde kräva förstärkning.



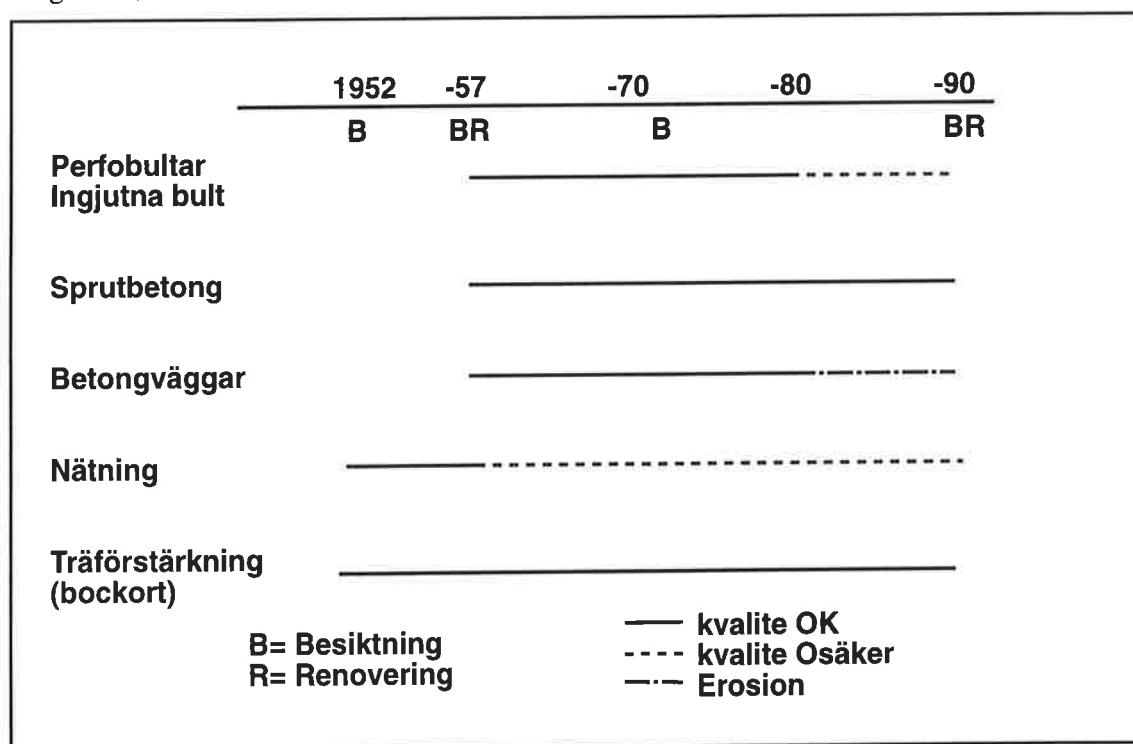
Figur 11. Geologisk kartering 1957, rekommenderade förstärkningnivåer 1957, utförda förstärkningar 1957 och kompletteringar 1992 - 1993.

Geological mapping and recommendations on rock support 1957, rock support carried out 1957 and additional support 1992 - 1993

Förstärkningarna som utfördes 1957 har åtminstone stoppat i cirka 35 år. Inga större ras kunde observeras i tunnarna. En överförstärkning 1957 till den rekommenderade nivå hade troligen i alla fall inneburit, att reparationsåtgärder ändå måst utföras. Framför allt perfobultarna och sprutbetong var lokalt av mycket dålig kvalitet. Erosionen bakom betongbågar utgjorde också ett hot mot förstärkningens funktion. Den pågående vittringen i vissa zoner samt erosion i lerzoner och skölar har troligen förr eller senare medfört ras i någon form.

De utförda besiktningarna och förstärkningsarbetena redovisas i figur 12. Figuren visar översiktligt livslängden för de olika förstärkningselementen samt valda besiktningsintervall. Erfarenheterna från renoveringsarbetena tyder på, att de besiktnings- och förstärkningsintervall och förstärkningsnivå som valts för Tåsan kraftstation efter 1957 kan anses som tillräckliga för denna typ av anläggning med dess specifika geologi.

När Tåsans kraftstation byggdes, inskränktes omfattningen av förstärkningsåtgärderna i tunnarna så långt som ansågs möjligt, och detta trots att man var fullt medveten om att senare förstärkningsarbeten skulle kunna bli nödvändiga, vilka då kunde betraktas såsom en blandning av uppskjutna anläggningsarbeten och driftarbeten. En sådan inställning möjliggjordes av Tåsanstationens karaktär. Tåsan kraftstation är en typisk magasinsstation, som skall vara i drift huvudsakligen under vintertid och som, i varje fall utan större olägenhet, kan avställas under resten av året.



Figur 12. Besiktningar och renoveringsarbeten i tillopps- och utloppstunneln vid Tåsan kraftstation.

Tunnel inspections and rehabilitation works in the headrace and tailrace tunnels at the Tåsan hydropower station.

Summary

Tåsan hydropower station is situated in the northern part of the county of Värmland, Sweden. It is own to 60% by the Karlstad municipality and to 40% by Gullspångs Kraft. The power station was taken into operation in 1953 after about five years of construction. The power station utilizes the difference in altitude between Lake Tåsjön and the River Klarälven with a working head of 269 m, at that time the highest water head developed in Sweden. The power house is located about 225 m below the rock surface and the tunnel system comprises 11 km of tunnels. The cross-sectional area of the tunnels is 17 m². The predominant rock types within the power station area are granites, gneisses and gneiss granite.

The Tåsan hydropower station operates only during the winter season and two years after it was taken into operation an inspection of the tunnel system was made. No major rock falls could be identified during the inspection. In 1957, another inspection revealed a huge rock fall which completely blocked the tunnel. In addition a dozen other major rock falls were found. The tunnel system was inspected in 1991 in connection with a rehabilitation of the turbine and generator. The inspection recommended repair of existing rock support elements and additional rock support was judged to be needed. A decision was taken by the owners that a rehabilitation of the Tåsan tunnels should be carried out during the summer 1992. About 70% of the work could be made in 1992, but due to additional rock support work and transport problems in the tunnels the remaining 30% had to be made in 1993. The total cost for the rehabilitation works amounts to about SEK 20 million.

The main working activities in the tunnels comprise scaling, high pressure water cleaning, rock bolting, sand blasting of the coated surfaces on walls and roof, shotcreting and backfilling of the concrete structures using grouting techniques. In total, 6 700 dowels were inserted and a total area of 21 000 m² was shotcreted. In addition 6 500 m³ of rock was removed from the bottom of the tunnel. Scaling, shotcreting and bolting were applied in the surge shaft as well.

INJEKTERINGSFORSKNING I BERGRUM UNDER KUNGLIGA BIBLIOTEKET

Grouting research in caverns below the Royal Library in Stockholm

Civ ing Helen Andersson, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers TH

INLEDNING

Under många år har arkivkapaciteten vid Kungliga Biblioteket i Stockholm varit ganska liten jämfört med behovet. På grund av begränsat byggutrymme i huvudstaden, byggkontra driftskostnader etc, fattades för ett par år sedan beslutet att bygga ett underjordiskt arkiv i anslutning till biblioteket.

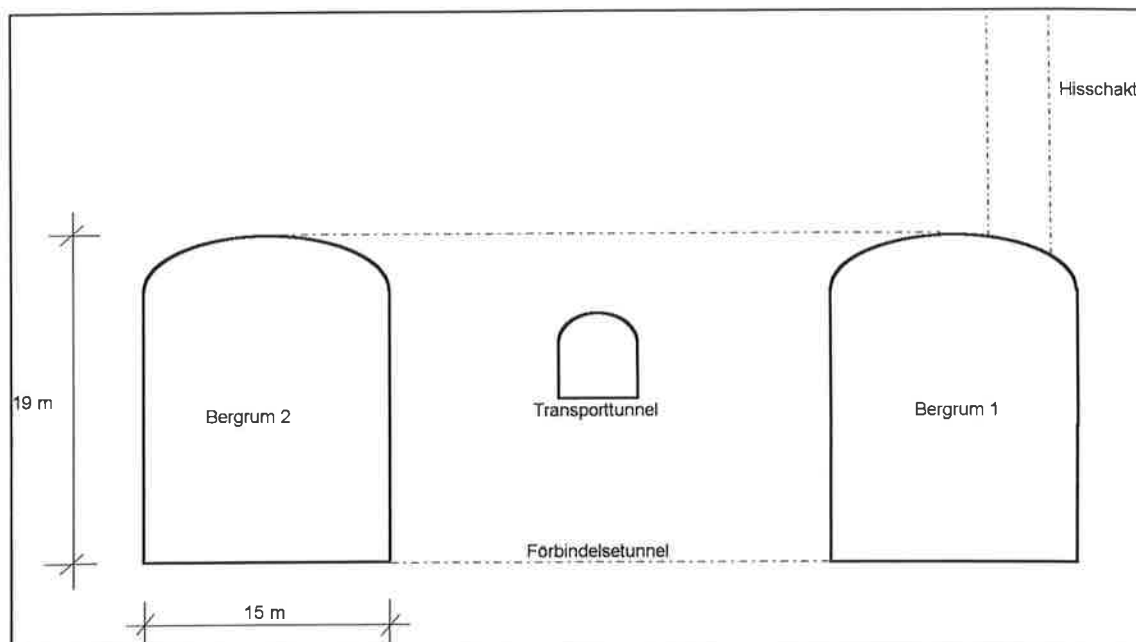
I projekteringsskedet lades stor vikt vid de svårigheter som kunde uppkomma, både under och efter utsprängningen, på grund av bergrummens centrala läge. Höga krav avseende grundvattnets kvalitet och nivåer, vibrationer från sprängningen, tillåtet inläckage i bergrummen, förstärkningar osv, ställdes med tanke på den framtida användningen, uppskattad livslängd och läge för bergrummen.

Byggherreombudet - Kungliga Byggnadsstyrelsen - gav bergavdelningen vid Chalmers Tekniska Högskola möjligheten att följa projektet och utföra forskningsinriktad dokumentation samt experiment under bergarbetena.

Forskargruppen med professor Ulf Lindblom som forskningsledare, bestod av Jibao He, Ingvar Bogdanoff samt författaren. Jibao He studerade de bergmekaniska förhållandena kring bergrummen och Ingvar Bogdanoff utförde vibrationstester med alternativa sprängmedel, men föredraget kommer framför allt behandla de experimentella injekteringstester som utfördes under våren/sommaren 1993. Förutom dessa tester ingick även uppföljning av grundvattennivåer, kartering samt injektering i mitt arbete vid Kungliga Biblioteket.

BESKRIVNING AV PROJEKTET

Arkivet under biblioteket utgörs av två bergrum varav det ena nu bebyggs med ett femvåningshus och det andra sparas för kommande behov. Bergrummens bottennivå ligger ca 37 m under markytan och de är drygt 19 m höga, 15 m breda och 150 m långa.



Figur 1 Principiellt utseende för arkiven under Kungliga Biblioteket
Section of archives below the Royal Library

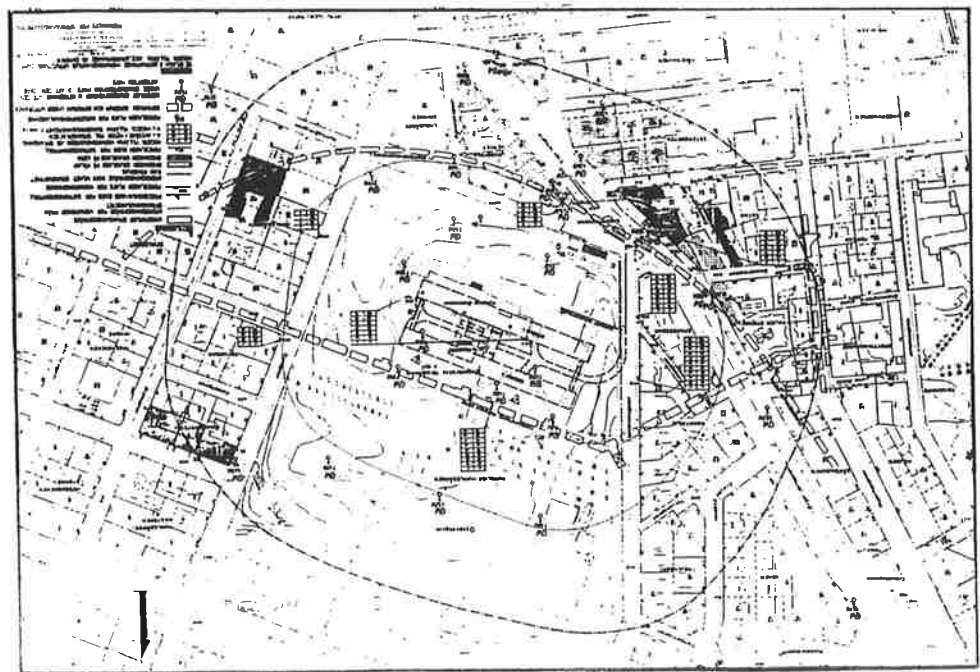
DOKUMENTATION

I entreprenörens åtagande avseende kvalitetssäkring och egenprovning ingick bl a regelbunden mätning av grundvattnets nivå, geologisk kartering efter varje salva samt redovisning av tid- och materialåtgång för injekteringsarbetena. Chalmers fick möjlighet att påverka mätningarnas intensitet, protokollens utformning och erhöll ett exemplar av dessa. En fullständig sammanställning av denna dokumentation finns i en kommande SveBeFo-rapport.

De högt satta krav som nämndes inledningsvis innebar bl a en tillåten inläckning i anläggningen på 2 liter/min och 100 m tunnel (täthetsklass I enligt Stockholms Gatukontors Bergtekniska anvisningar).

Under drivningsskedet är tillförlitliga mätningar vid vallar svåra att uppnå, varför karteringsunderlag samt kontroll av grundvattennivåer då var av stor betydelse. Vid projektets början uppmättes en generellt låg nivå på grundvattnet, varför kraven på gott injekteringsresultat var stora.

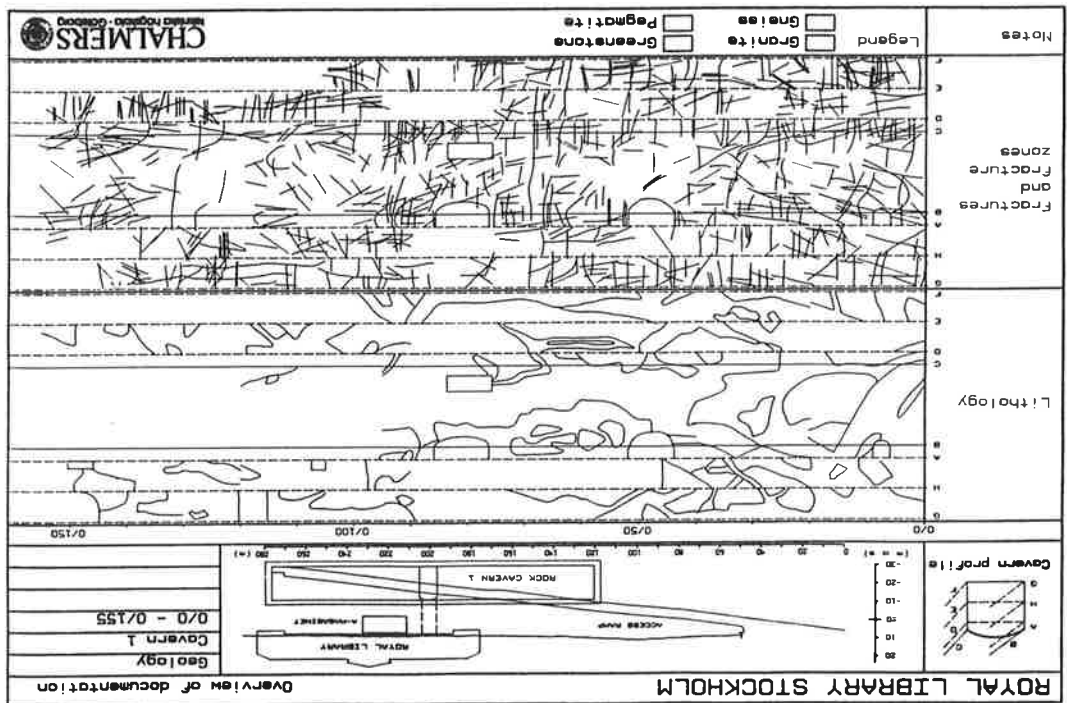
Under ett tidigt skede av projektet upprättades en nära kontakt mellan olika intressenter i området, för att på ett effektivt sätt kunna säkerställa kraven enligt vattendomen.



Figur 2

Grundvattenobservationshål runt anläggningen
Groundwater monitoring holes around the archives

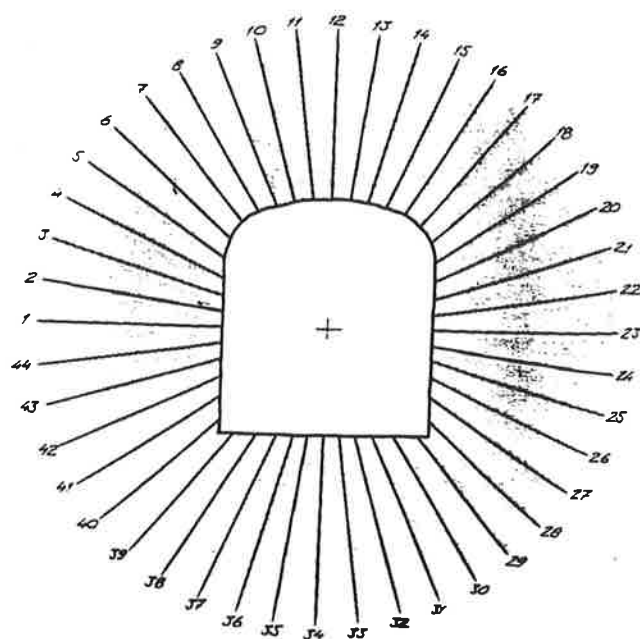
Karteringen utfördes av entreprenörens geolog Per Salomonsson efter ett förslag ut-
arbetat av Chalmers. Presentationen av karteringen, som förutom bergarter, sprickor och
sprickzoner etc även omfattar bl a åtgång av injekteringsmaterial, samt inläckning av
vatten, var till formen inspirerade av karteringspresentationen från Aspolaboratoriet.



Figur 3

Exempel på redovisning av geologisk kartering ("Äspo-modell")
Example of presentation of geological mapping

Systematisk förinjektering utfördes på traditionellt sätt med en cementsuspension med vattencementtal 3.0 vid start och med en blandning av SH-cement, bentonit och flytmedel. Injekteringshålens inbördes avstånd på 1.0 m resulterade i så många som 44 hål för den 25 m² stora transporttunneln.



Figur 4 Geometrisk utformning av injekteringsskärmen i transporttunneln
Geometry of the grouting fan around the access tunnel

Den konservativa designfilosofin syftade till att minimera risken att missa någon starkt vattenförande zon, som skulle leda till stort inläckage av grundvatten i anläggningen och problem med efterinjektering. Kritiker har anfört att det stora antalet hål var onödigt i detta "vattentäta" berg.

Statistisk bearbetning av redovisad åtgång av injekteringsmaterial tydde på en lognormalfördelning. I histogrammen i bilaga 1 observeras direkt att mycket få hål krävde väldigt mycket injekteringsmaterial innan mottryck erhöles.

Med användning av logvärden erhöles en någorlunda god överensstämmelse med en normalfördelningskurva (bilaga 2). Ur den kan t ex utläsas att halva fördelningen ligger under $\log V_{cs}/Li = 0.25$, dvs volymen cementsuspension per bormeter injekteringshål är ca 2 liter, vilket motsvarar hälftyllnaden.

Den i mitt tycke mer intressanta "svansen" till höger innehåller de få hål som, med eller utan samband med andra hål, tagit emot mycket material. Vissa av dessa tog emot mycket stora mängder injekteringsmedel, ett förhållande som borde kunna styras på ett mer effektivt sätt.

INJEKTERINGSFÖRSÖK

Inledning

Uppföljningen av injekteringsarbetena i transporttunneln, som kortfattat presenterats i bilagorna, visade att topparna i materialåtgång var relativt få. Den geologiska karteringen visade på generellt bra bergkvalitet med få sprickor. Mot bakgrund härav väcktes under planeringen av forskningsskärmarna ett antal frågeställningar:

- Har vi överhuvudtaget några vattenförande sprickor i berget som behöver tätas?
- Är sprickorna i allmänhet sådana att föreskrivet injekteringsmaterial, dvs SH-cement, har en maximal kornstorlek som är avpassad för att tränga in i och täta sprickorna i berget?
- Är föreskrivet antal injekteringshål för 25 m²-tunneln lämpligt (dvs 44 st med det inbördes avståndet 1 m i skärmens utkant)?
- Medför injektering med vattencementtal 3.0 i starten oönskad sedimenterings- eller filtreringseffekt?

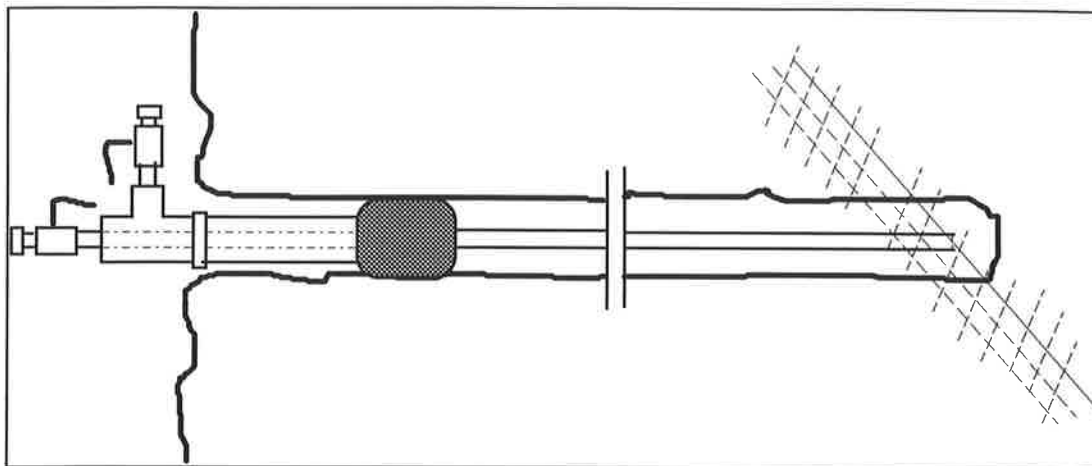
Den första, något provocerande, frågan kan naturligtvis direkt besvaras med ett ja. Det finns sprickor som behöver tätas och tanken att idag driva tunnlar under en stadskärna utan att se till att dessa tätas på bästa sätt är totalt främmande.

Testerna ägde rum i fyra injekteringsskärmar i nedre delen av transporttunneln, i skärmarna 20-21 samt 23-24, på mellan 23-28 m djup. De två senare skärmarna låg delvis inne i en mer permeabel zon med kraftigt uppsprucken röd granit, medan de första två skärmarna låg i berg av det tätare slaget.

Hydrauliska tester

Inledningsvis utfördes för varje skärm om 44 hål en serie hydrauliska tester; omfattande vattenförlustmätning med enkelmanschett av samtliga hål, därefter spolning med specialmunstycke av vart fjärde hål samt vattenförlustmätning igen av de spolade hålen.

Syftet med den inledande vattenförlustmätningen, var att erhålla en uppfattning om den hydrauliska bilden för skärmen, samt att identifiera hål med stora förluster. Dessa hål vattenförlustmättes i etapper med en lång enkelmanschett för fastställande av djupet för de stora förlusterna, dvs för identifiering av krosszoner eller slag. I hålen placerades inför injekteringen en s k Flex Mix-manschett, för att vid behov kunna styra injekteringsförloppet med polyuretan.



Figur 5 Principskiss av Flex Mix-manschetten
Principle of the Flex Mix packer

Högtrycksspolningen av vart fjärde hål utfördes med en roterande dysa med bakåtriktade respektive radiella strålar, för effektiv rensning av borrhax alternativt lera ur spricköppningar. Vattenförlustmätningen efter spolningen gav en uppfattning om värdet av densamma. I det här fallet hade dock inte spolningen någon avgörande betydelse. Som mest ökade transmissiviteten i 45% av hålen (i skärm 21), men för många hål var den mer eller mindre oförändrad.

Samtliga ovanstående tester utfördes med ett inpressningstryck på 4 bar och mättiden varierade mellan 10-40 min, beroende på om hålet konstaterats vara vattenfyllt eller inte vid mätningens början.

De hydrauliska testerna avslutades med interferensmätning i fyra hål per skärm, där inpressningstrycket var 9 bar och mättiden varierade mellan 30 min och flera timmar, beroende på hur tätt berget var. Syftet med interferensmätningen var att konstatera samband mellan hål, samt att erhålla information om bergmassans permeabilitet.

Utvärderingen av transmissiviteter^{1,2} gjordes dels med Moye's metod (T_m) med antagande om radiellt flöde under vattenförlustmätningen, dels med Jacob's metod (T_j) och avstånd/avsänkingsanalys (T_a) baserat på värden från interferenstesterna. Överensstämmelsen mellan olika sätt att utvärdera transmissiviteten illustreras med diagrammen nedan.

Diagram 1 visar att överensstämmelsen mellan transmissiviter utvärderade enligt Jacob's metod för transienta tester och med avstånd-avsänkingsanalys, båda med värden från interferenstesterna, är relativt god då T ligger mellan 10^{-6} och 10^{-5} m²/s. Påpekas bör att samtliga mätningar inte gick att utvärdera på båda sätten, samt att rittekniska faktorer kan påverka resultaten av utvärderingen.

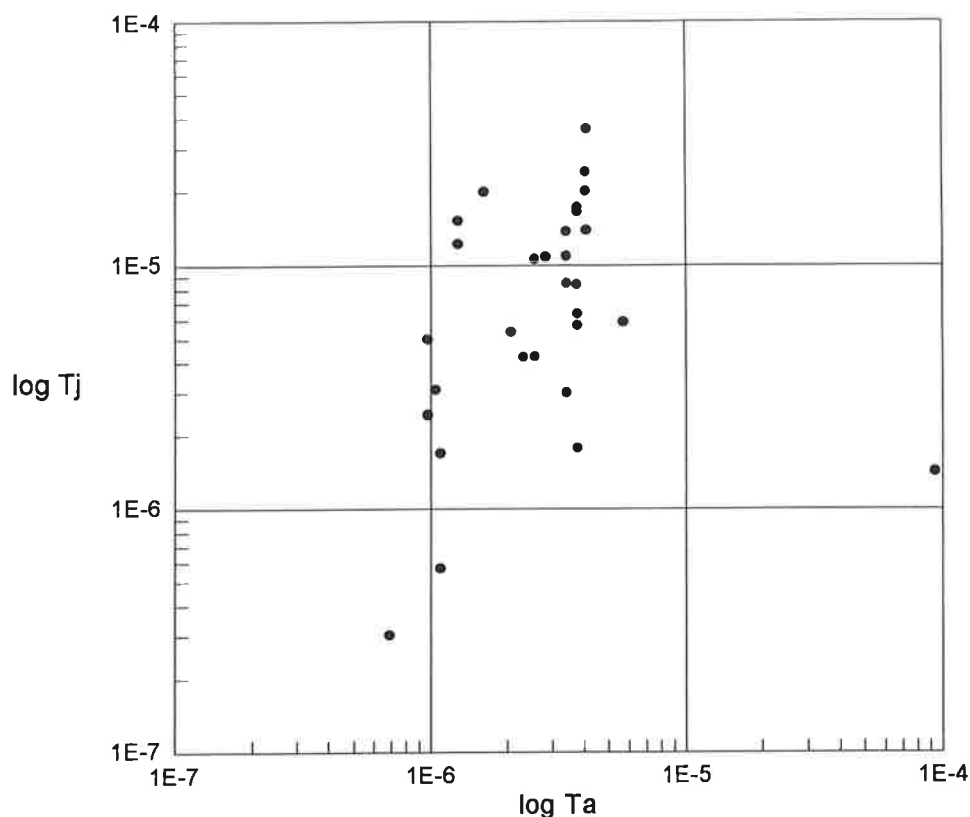


Diagram 1 Jämförelse mellan utvärdering av transmissiviteter T_a och T_j
Comparison between evaluation of transmissivities T_a and T_j

Diagram 2 och 3 visar överensstämmelsen mellan transmissiviteter utvärderade enligt Moye's metod å ena sidan, och Jacob's metod för transienta tester respektive med avstånd-avsänkingsanalys å den andra. Fortfarande är överensstämmelsen relativt god då T ligger mellan 10^{-6} och $10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$, men dålig för lägre värden på T_m .

Genomgående tycks här utvärdering av transmissiviteten enligt den enklare Moye-metoden, som för övrigt är snarlik Lugeon's metod, ge lägre värden på T . Detta torde dels bero på den relativt sett kortare mättiden, dels de antaganden om testsektionens längd som gjorts. Jämförelser av samma slag diskuteras i Sven Follins SKB-rapport³ där dubbelmanschetttester simulerats numeriskt.

Ulf Håkansson höll vid injekteringskonferensen i Salzburg⁴ 1993 ett mycket intressant föredrag om relevansen i att korrekt bedöma vilken typ av flöde som råder (1D, 2D eller 3D?), och konsekvensen avseende storlek på transmissiviteten i de olika fallen. Beroende på förmodad influenslängd ligger exempelvis transmissiviteten erhållen utifrån ett antagande om endimensionellt istället för tvådimensionellt flöde en faktor ca 20 högre.

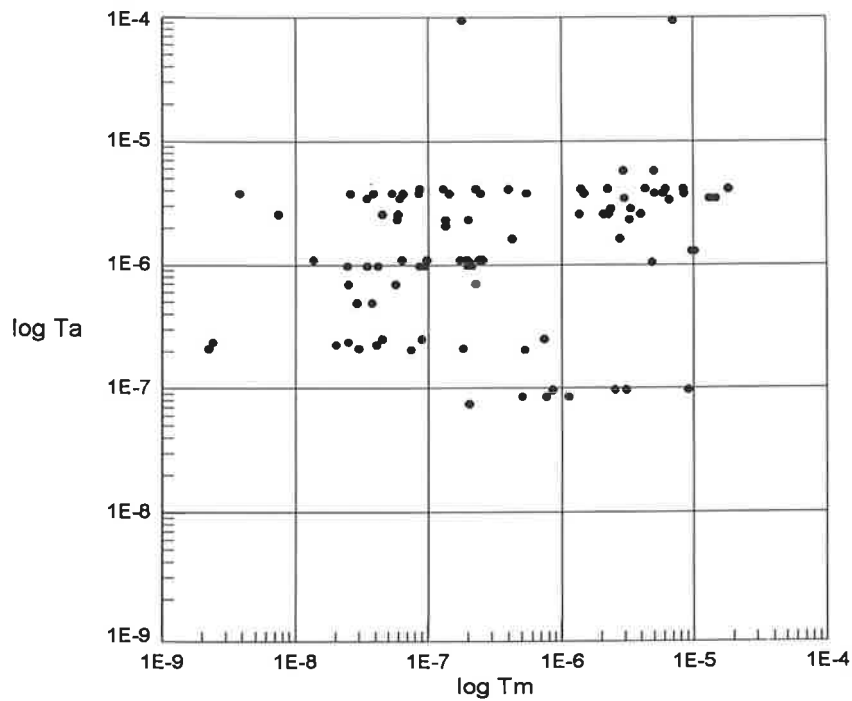


Diagram 2 Jämförelse mellan utvärdering av transmissiviteter T_m och T_a
Comparison between evaluation of transmissivities T_m and T_a

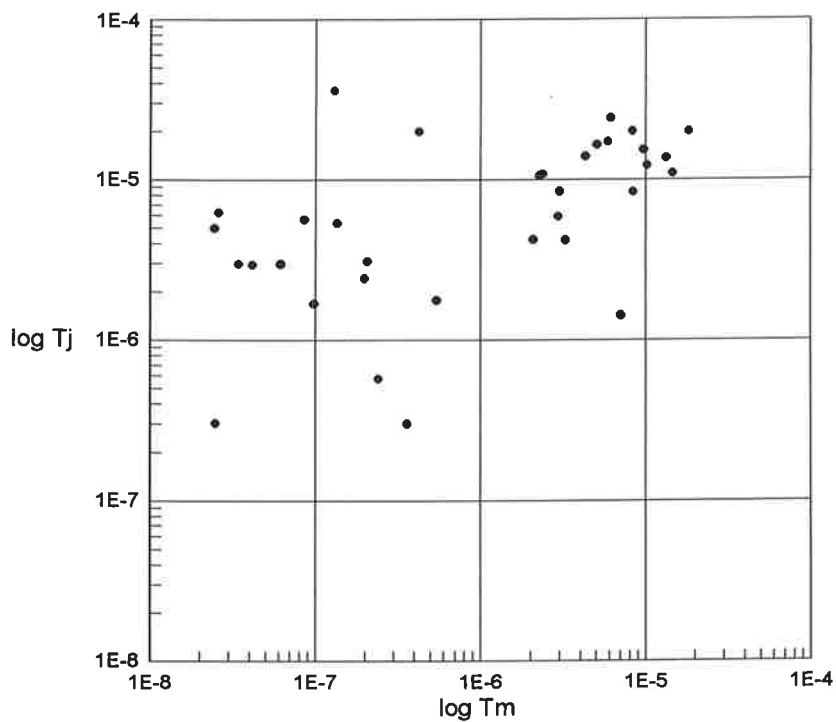


Diagram 3 Jämförelse mellan utvärdering av transmissiviteter T_m och T_j
Comparison between evaluation of transmissivities T_m and T_j

Sammanfattningsvis låg transmissivitetererna för skärmarna 20 och 21 kring 10^{-7} m²/s, med ett par högre värden, medan för skärmarna i rödbergszonen (23 och 24) transmissiviteten mestadels låg mellan 10^{-7} och 10^{-5} m²/s.

Injekteringsförfarande

En av frågorna inför injekteringstesten gällde huruvida kornstorleken på föreskrivet cement var avpassat att kunna tränga in i och täta sprickorna i berget. Denna del av undersökningen syftade främst till att utröna om användande av s k mikrocement skulle optimera injekteringsresultatet i detta projekt.

En vanlig tumregel vid cementinjektering säger att suspensionen inte tränger in i sprickor finare än 3-5 gånger större än cementens maximala kornstorlek. För SH-cement som dithills använts i projektet betyder det en inträngningsförmåga på ca 0.3 mm, medan för den mikrocement som valdes för testen, Mikrodur P-F, ligger den teoretiska gränsen på ca 0.06 mm.

Skärmarna delades in i två injekteringsfält, likartade avseende bergets karaktär och uppmätta vattenförluster. Halva skärmen injekterades med SH-cement enligt föreskrifter i handlingarna, dvs med vattencementtal 3.0, andra halvan med Mikrodur P-F med vattencementtalet 1.5.

Väsentligt att nämna är att endast vartannat hål i skärmen injekterades, mellanliggande hål hölls öppna med vatten och tillslutning med manschett. Dessa hål tjänade som kontrollhål och vattenförlustmättes efter injekteringen. Denna avslutande vattenförlustmätning, tillsammans med den kompletterande injekteringen (med SH-cement) av de mellanliggande hålen, låg som underlag för bedömningen av resultatet av första injekteringsomgången av respektive skärmhalva.

Förutom en jämförelse av materialåtgången mellan de olika skärmhalvorna totalt, samt sektorer av dessa med större permeabilitet, jämfördes även enstaka hål, avseende transmissivitet, injekteringsordning samt samband med andra hål (bilaga 3). Utvärdering av injekteringen för de fyra skärmarna presenteras i bilaga 4.

Som tidigare nämndes hade berget vid de två första skärmarna (20 och 21) en annan karaktär än vid de två senare (23 och 24). En fin, grå homogen granit med få sprickor övergick i en röd, kraftigt uppsprucken inhomogen granit. I ett berg av den första typen är injekteringsresultatet avhängigt att kontakt uppnås med någon av de få sprickorna. Har kontakt väl uppnåtts är utbredningen av suspension god och begränsas framförallt av friktionen längs sprickans ytor.

För den andra typen berg är infiltrationsförhållandena mer gynnsamma eftersom många spricköppningar nås med samma borrhål. Förutom friktion i sprickorna påverkas suspensionens utbredning av faktorer som tryckfall samt sk bridging (överbryggning av cementkorn) vid spricköppningen.

SLUTSATSER

Resultaten av de hydrauliska testerna visar tydligt på hur viktigt det är att vattenförlustmätningar bör ha en tillräckligt lång mättid. Mättiden är bl a avhängig om hålet konstaterats vara vattenfyllt eller inte vid mätningens början.

En fullgod hydraulisk bedömning av en bergmassa kräver sannolikt transienta tester; utvärdering enligt Moye/Lugeon innehåller antaganden om dimensionalitet och influensområde som gör resultaten subjektiva och svårtolkade.

Resultaten av injekteringsförsöken tyder på att användande av mikrocement i det här projektet hade gjort störst nytta i det mer permeabla berget, dvs i den kraftigt uppspruckna röda graniten.

Endast om man med säkerhet kan påstå att SH-cementens utbredning i det tätare berget varit mycket stor (dvs onödigt mycket berg har tätats), kan användande av MC-cement förordas med argumentet att fyllnaden av sprickorna skulle vara bättre.

Man bör vara medveten om att risken för borttransport respektive sedimentering⁵ av suspension med SH-cement med ett $v_{ct}=3$ är större än för en suspension med större stagnationskoefficient och stabilitet, samt att bridging-effekten lättare erhålls ju större cementkornen är.

Ett alternativ till den täta hålgeometrin kunde varit användning av s k split spacing, dvs förtätning av hålen efter en första injekteringsomgång, som visar på var ytterligare injektering krävs, i kombination med en beredskap för effektiv efterinjektering om förekomst av s k singulära hål förorsakat problem med vatteninläckning.

SUMMARY

In the planning of the underground archives below the Royal Library in Stockholm, careful consideration was placed on difficulties that might arise, both during excavation and after completion, due to the central location of the caverns. High demands concerning groundwater quality and levels, vibrations from blasting, permitted leakage into the caverns, reinforcements etc, were set because of future use, estimated lifetime and location of the caverns.

The rock engineering division at Chalmers University of Technology in Gothenburg was given the opportunity to follow the project closely and make research oriented documentation as well as experiments. The grouting research that has been executed in connection with the excavation works, was intended to investigate whether use of microcement instead of ordinary grouting cement would prove to be better, and if less grouting holes would change the result to the worse.

Four grouting fans of 44 holes each were investigated and first a thorough hydraulic investigation of the rock was performed, including water loss measurements and interference tests. Important to note is that the evaluation method used influence the transmissivity value.

The actual grouting was performed partly with standard grouting cement and partly with microcement. The result was compared and gave indications of higher efficiency when grouting more permeable, highly fractured inhomogeneous rock with microcement compared to SH-cement.

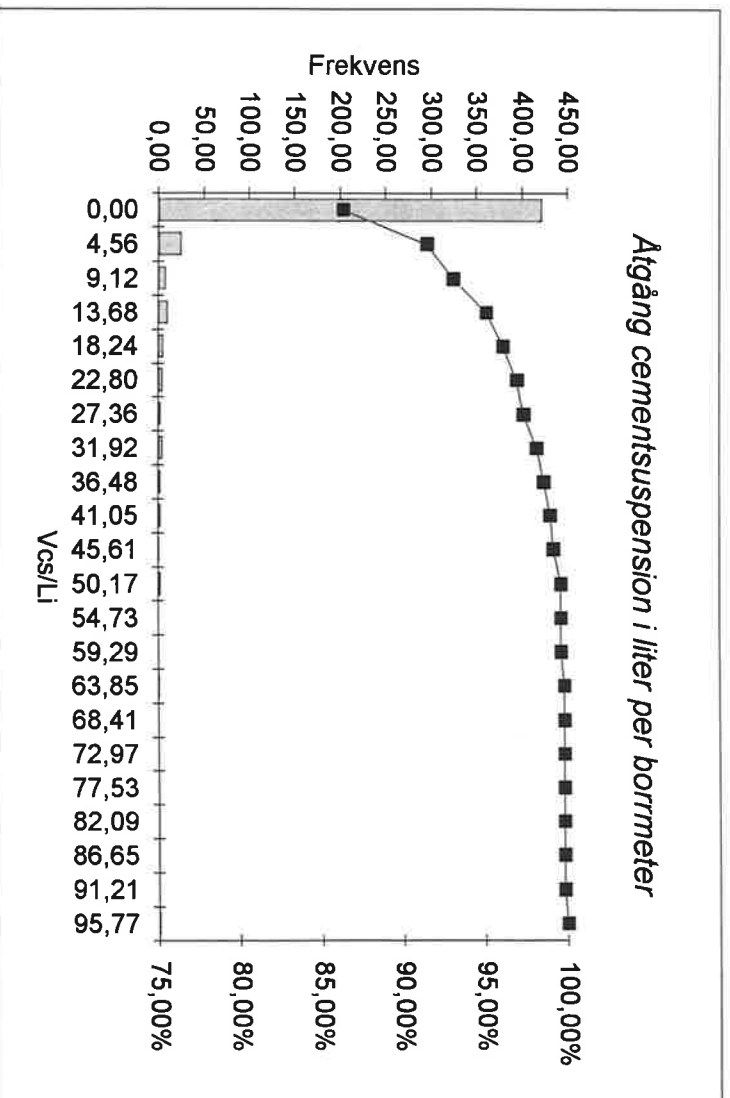
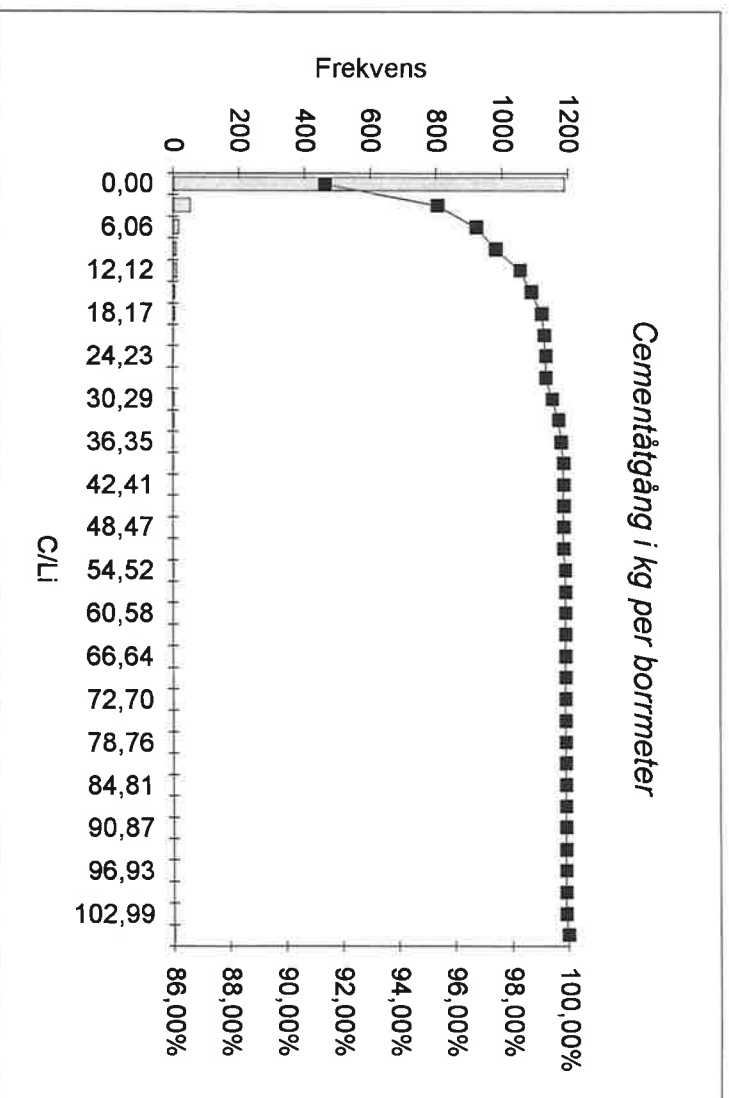
Furthermore it ought to have been possible to decrease the number of holes in favour of the use of so called split spacing, combined with a preparedness of effective postgrouting if a single strongly waterbearing fracture had been missed.

REFERENSER

- ¹ Gustafson Gunnar, 1986: Geohydrologiska förundersökningar i berg. Bakgrund - metodik - användning, BeFo 84:1/86, Stockholm.
- ² Carlsson Anders, Olsson Tommy, 1986: Large Scale In-Situ Tests on Stress and Water Flow Relationships in Fractured Rock, Vattenfall R,D & D 1986, .
- ³ Follin Sven, 1992: On the interpretation of double-packer tests in heterogeneous porous media: Numerical simulations using the stochastic continuum analogue, SKB Technical Report 92-36, Lund.
- ⁴ Håkansson Ulf, Hässler Lars, 1993: The influence of flow geometry on the interpretation of Lugeon tests and the choice of grout material and grouting method, pp 417-421. Conference proceedings "Grouting in rock and concrete" editor Richard Widmann, Salzburg 1993, ISBN 90 5410 350 7
- ⁵ Håkansson Ulf, Hässler Lars, Stille Håkan 1992: Rheological Properties of Microfine Cement Grouts with Additives, pp 551-563. Conference proceedings "Grouting, soil improvement and geosynthetics" editors Borden, Holtz and Juran, New Orleans 1992, ISBN 0-87262-865-5

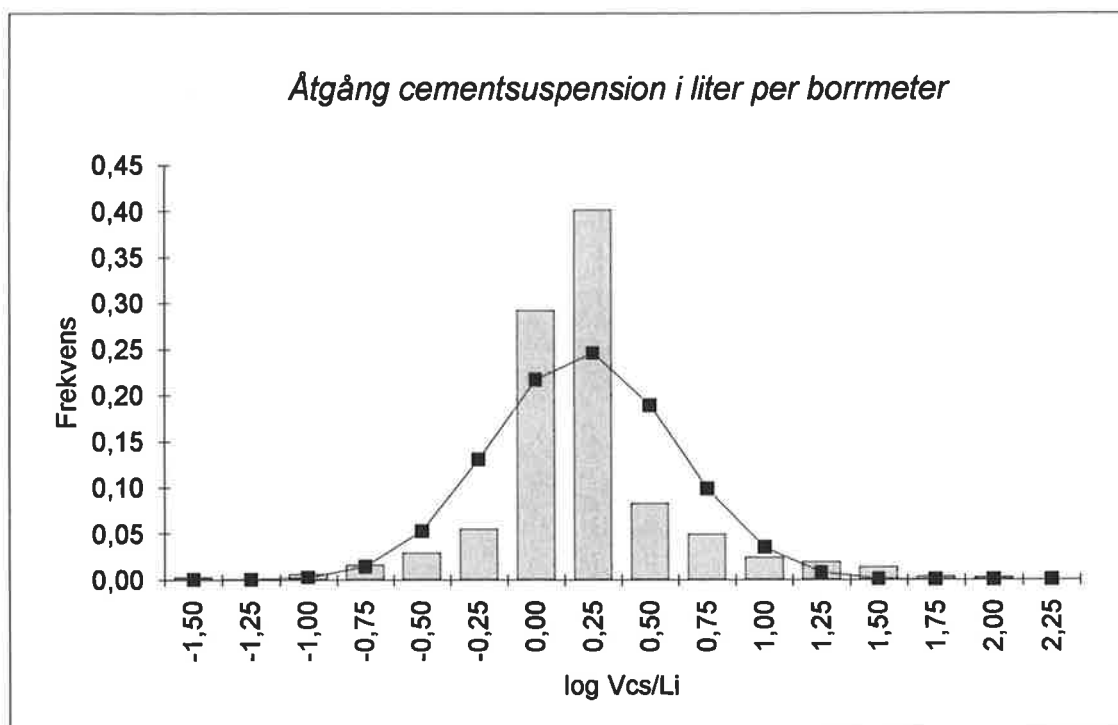
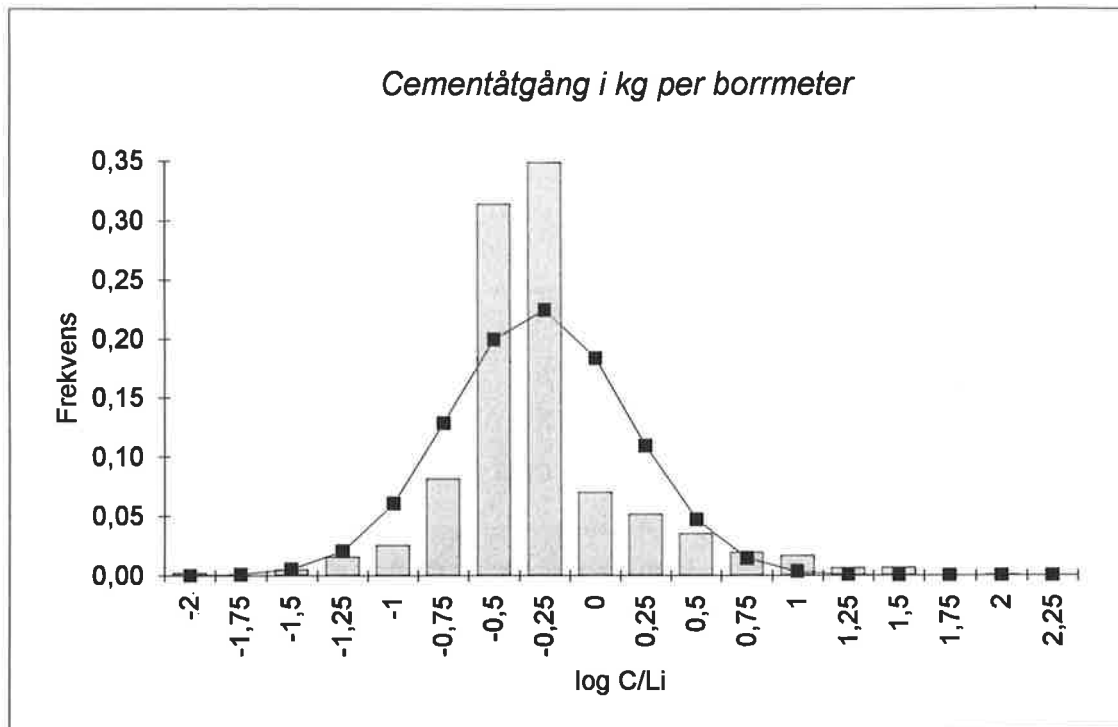
Kungliga Biblioteket - transportunnel

Histogram för åtgång injektionsmaterial per meter borrhål

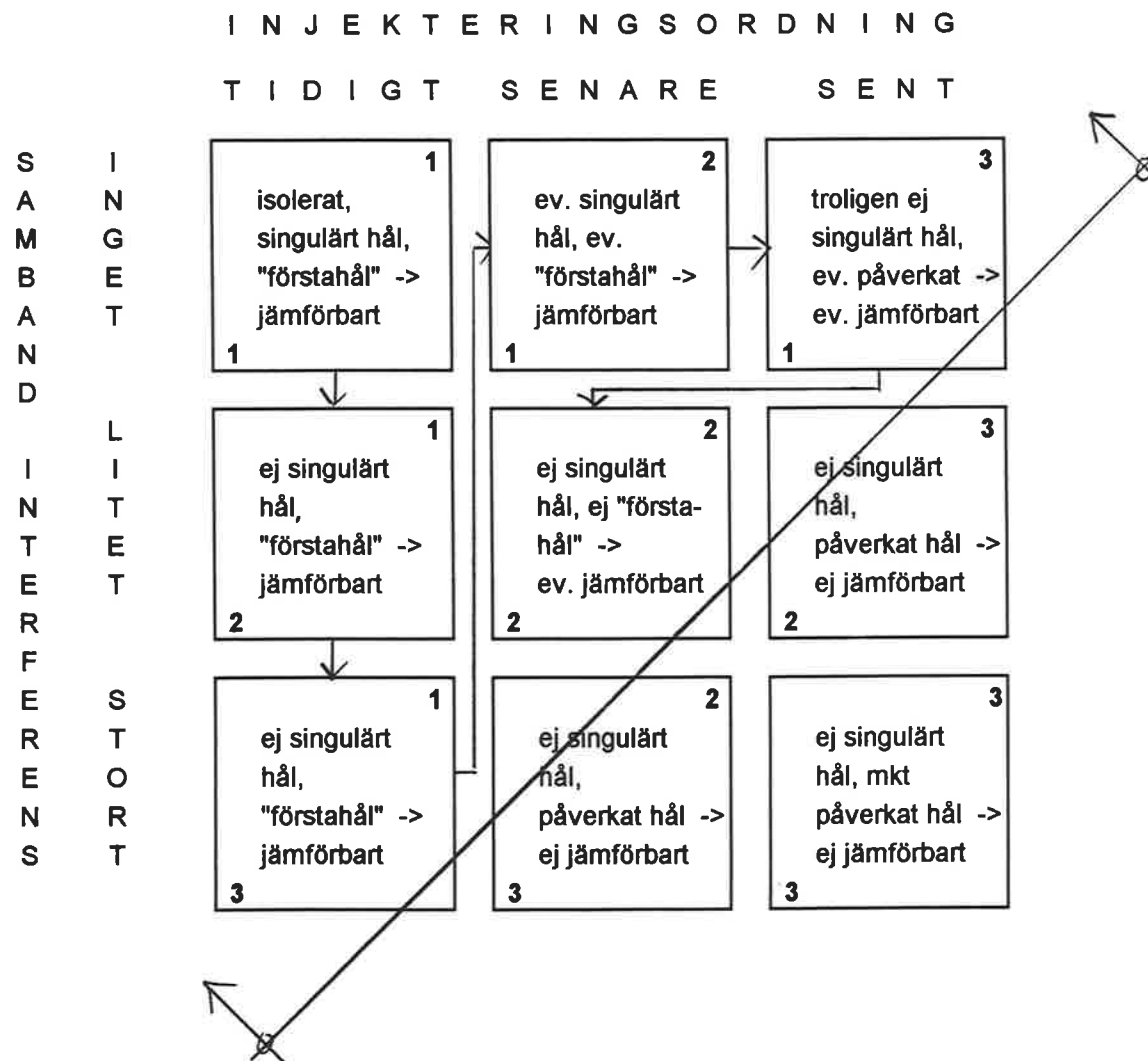


Kungliga Biblioteket - transporttunnel

Sammanställning av åtgång injekteringsmaterial per meter borrhål



Betydelse av injekteringsordning kontra samband mellan hål - ett jämförelseunderlag



Sammanställning av utvärdering av injekteringsförsök KB

V_{cs} = mängd cementsuspension [liter], C = mängd cement [kg]

Skärm 20

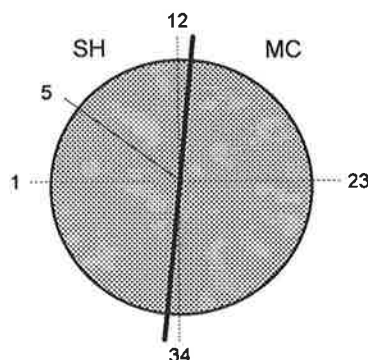
Homogen grå granit med få sprickor, låg transmissivitet ($T < 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). Hål 5 är markerat ty singulärt hål, hög transmissivitet men inget samband till omkringliggande hål.

Genomgående låg åtgång av suspension, både på SH- och MC-halvan. Totalt i injekteringsomgång 1 åtgick dock mer SH-cement än MC-cement; $V_{cs(\text{SH:MC})} = 2.7:1$, $C_{(\text{SH:MC})} = 2.0:1$. Om det singulära hålet räknades bort blev cementmängden i kg lika stor för båda halvorna i omgång 1, trots högre vct för mikrocementen.

Effekten av injekteringen var god för båda halvorna, för SH-halvan var åtgången betydligt större i omgång 1 än i omgång 2, både i liter och kg; $V_{cs(1:2)} = 3.8:1$, $C_{(1:2)} = 5.1:1$. För MC-halvan var motsvarande kvoter $V_{cs(1:2)} = 2.0:1$, $C_{(1:2)} = 3.2:1$.

Valet av cementsort tycks i det fallet vara betydelselöst vad avser mängden cement, såvida man inte kan visa att utbredningen av MC är mindre, dvs att fyllnaden är bättre.

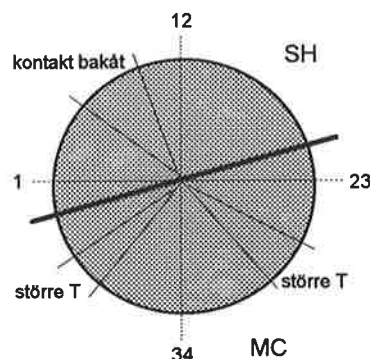
Resultatet av vattenförlustmätningen i mellanliggande hål visade till stor del oförändrade värden på T , och eftersom åtgången i omgång 2 i stort sett motsvarade hålfyllnaden, kan antalet hål anses vara överdimensionerat i det här fallet.

Skärm 21

Liksom skärm 20 homogen grå granit med få sprickor, låg transmissivitet (T mest kring $10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$), vilket borde varit en god förutsättning för jämförelser mellan de båda skärmarna. Pga en rad olika orsaker omöjliggjordes dock en dylik.

I figuren är en sektor markerad där kontakt med bakomliggande skärm konstaterades under injekteringen, vilket gav en onödigt stor materialåtgång och försvårar jämförelser.

Två sektorer med högre transmissivitet är också markerat. Trots att båda ingår i MC-halvan injekterades den högra med SH-cement.



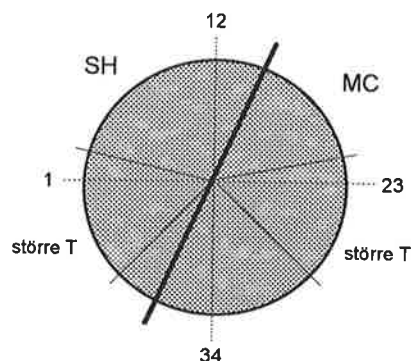
Anledningen till detta var att när hål 24 (med stora vattenförluster och därför försedd med Flex Mix-manschett), skulle injekteras upptäcktes att mikrocementen var dålig. Den hade tyvärr lagrats utomhus och blivit fuktig. Flex Mix-manschetten möjliggjorde urspolning av hålet och injektering med SH-cement. Den dåliga mikrocementen närmast omöjliggör naturligtvis en rättvis jämförelse.

Ytterligare en märklig företeelse noterades vid denna skärm - vattenförlustmätningen efter injektering gav nämligen högre transmissivitet än före. Detta kan bero på hydraulisk spjälkning, eller på det faktum att arbetet vid skärmen avbröts under drygt en månad, vilket skulle kunna ge urspolningseffekter, spänningsrelaxation samt att sprängningsgasens tätande verkan upphört.

Skärm 23

Övergångszon, från homogen grå granit med få sprickor till kraftigt uppsprucken inhomogen röd granit, transmissivitet mellan 10^{-8} och 10^{-5} m²/s (mest mellan 10^{-7} - 10^{-6} m²/s).

Två sektorer med högre transmissivitet, och större cement-åtgång i både omgång 1 och 2 än den övriga skärmen, är markerade. Jämförelser mellan åtgång av cementsuspension med SH- och MC-cement, gjordes dels för skärmen totalt, dels uppdelad i de mer respektive mindre permeabla delarna.



Eftersom skärmen består av sektorer med olika karaktär, är inte skillnaden i total åtgång av SH-kontra MC rättvisande, varför enbart skillnaden mellan sektorerna redovisas här. I den mindre permeabla delen åtgick i omgång 1 mer SH-cement både i liter och kg; $V_{cs(SH:MC)} = 1.9:1$, $C_{(SH:MC)} = 1.3:1$, trots högre vct för mikrocementen.

I den mer permeabla delen var förhållandena det omvända, mer MC-cement än SH-cement gick åt i omgång 1; $V_{cs(SH:MC)} = 1:1.3$, $C_{(SH:MC)} = 1:2.8$. Om sektorerna verkligen är jämförbara tyder alltså detta på att mikrocementen lättare tränger in i det uppspruckna berget. För att ytterligare undersöka detta jämfördes även effekten av injekteringen, genom jämförelse av åtgången i omgång 2.

För den permeabla sektorn i SH-halvan var åtgången större i omgång 2 än i omgång 1, både i liter och kg; $V_{cs(1:2)} = 1:1.1$, $C_{(1:2)} = 1:1.3$, medan för MC-halvan motsvarande kvoter var $V_{cs(1:2)} = 1.8:1$, $C_{(1:2)} = 3.5:1$. Såvida inte hydraulisk spjälkning ägt rum i SH-halvan, tyder resultatet på en större effektivitet hos MC-cementen.

Valet av cementsort tycks i det här fallet ha betydelse, inte så mycket vad avser mängden cement ty totalmängden mikrocement i kg i omgång 1 var större än mängden SH-cement, men av effektivitetsskal. Mikrocementen tätar de mer permeabla delarna mer effektivt än SH-cementen.

Resultatet av vattenförlustmätningen i mellanliggande hål visade på lika många hål med oförändrade värden på T som med lägre värden. Eftersom åtgången cementsuspension i omgång 2 i vissa hål var stor, kan antalet hål anses vara motiverat i det här fallet.

Skärm 24

Mestadels kraftigt uppsprucken inhomogen röd granit, transmissivitet mellan 10^{-8} och 10^{-5} m²/s, hälften av hålen kring $T = 10^{-5}$ m²/s.

Två sektorer med högre transmissivitet, och större cement-åtgång i både omgång 1 och 2 än den övriga skärmen, är markerade. Jämförelser mellan åtgång av cementsuspension med SH- och MC-cement, gjordes dels för skärmen totalt, dels uppdelad i de mer respektive mindre permeabla delarna.

Liksom för skärm 23 redovisas enbart skillnaden mellan sektorerna här.

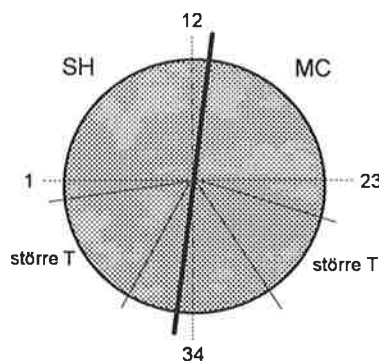
I den mindre permeabla delen åtgick i omgång 1 mer SH-cement än MC-cement både i liter och kg; $V_{cs(SH:MC)} = 2.8:1$, $C_{(SH:MC)} = 2.1:1$, trots högre vct för mikrocementen.

I den mer permeabla delen var förhållandena det omvända, mer MC-cement än SH-cement gick åt i omgång 1; $V_{cs(SH:MC)} = 1:1.1$, $C_{(SH:MC)} = 1:1.5$. Det tycks således som om mikrocementen lättare tränger in i det uppspruckna berget. Eftersom skillnaden i liter här inte var så stor, undersöktes även effekten av injekteringen genom jämförelse av åtgången i omgång 2.

För den permeabla sektorn i SH-halvan var åtgången större i omgång 1 än i omgång 2, både i liter och kg; $V_{cs(1:2)} = 2.6:1$, $C_{(1:2)} = 4:1$. För MC-halvan var motsvarande kvoter betydligt större $V_{cs(1:2)} = 6.4:1$, $C_{(1:2)} = 10:1$, varför man kan sluta sig till att mikrocementen liksom för skärm 23 var mer effektivt än SH-cementen i de permeabla sektorerna.

Valet av cementsort tycks i det här fallet ha betydelse, både vad avser mängden cement ty totalmängden mikrocement i kg i omgång 1 var mindre än mängden SH-cement, och av effektivitets-skäl. Mikrocementen tätar de mer permeabla delarna mer effektivt än SH-cementen.

Resultatet av vattenförlustmätningen i mellanliggande hål visade även här på ungefär lika många hål med oförändrade värden på T som med lägre värden. Antalet hål kan anses vara motiverat i det här fallet, eftersom åtgången cementsuspension i omgång 2 i vissa hål i de permeabla sektorerna var stor.



DESIGN AND EXCAVATION OF ROCK CAVERNS FOR FUEL STORAGE - A CASE STUDY FROM ZIMBABWE

Design och uttag av berggrum för bränslelagring - ett praktikfall från Zimbabwe

Robert Sturk, Skanska Teknik AB

1 INTRODUCTION

1.1 General

Skanska International Civil Engineering AB is presently constructing an underground fuel storage facility just outside Harare in Zimbabwe for the National Oil Company of Zimbabwe (NOCZIM). The facility will host petrol, diesel and jet fuel. The contract is on a turnkey basis, Skanska Teknik AB is responsible for the design and Kvaerner A/S is subcontractor for the electro-mechanical installations.

The facility is one of the first unlined underground oil storage facilities outside Scandinavia and will therefore be an important object of reference for Scandinavian contractors and consultants.

1.2 Pre-investigations

During 1989-1990 pre-investigations and a feasibility study were carried out by Skanska International Civil Engineering AB and Skanska Teknik AB. Two different sites were investigated by means of geophysics, core drilling and hydrogeological investigations. The results were analysed, and based on geological and hydrogeological as well as infrastructural conditions the best site was chosen.

1.3 Layout of the facility

The general layout of the facility is shown in Figure 1.1. An access tunnel leads down to the construction and pipe tunnels as well as the service area and the different fuel blocks. The fuel blocks, petrol, diesel and jet fuel, are separated from each other by water curtains to prevent product migration. The petrol and diesel storages are designed as conventional caverns while the jet fuel storages are designed as silos in order to minimize the contact with water.

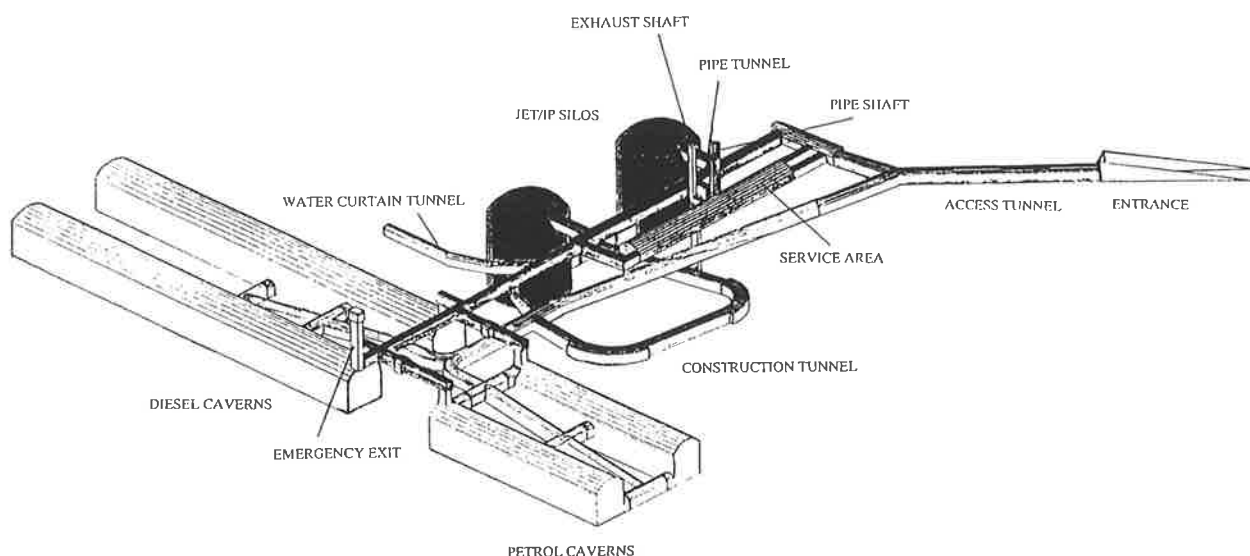


Figure 1.1 General layout of the facility.

Plan över anläggningen.

1.4 Areas of special interest

As some of the geological and hydrogeological conditions differ significantly from Scandinavian conditions, some areas of special interest can be identified.

- The granitic rock mass has properties that are generally comparable with Scandinavian basement rock. However, some differences are obvious, of which the degree of weathering is the most important. It is consequently interesting to focus attention on the weathering and how it affects the rock mass properties. A comparison of the general properties of the granite is also of interest.

- Only a few large silos have previously been constructed in Sweden, the design and excavation of the silos have therefore been carefully studied.
- Sections with poorer rock conditions are always specially interesting. In this case a large clay zone in the diesel caverns has been documented and treated separately.
- The groundwater situation is also a subject of special interest as the climatic conditions differ very greatly from Scandinavian conditions.

2 GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE AREA

2.1 General

The granitic rock in the Harare area is part of one of the igneous complexes belonging to the Kalahari Craton. The granite is grey to pinkish, fresh, fine to medium grained.

Dolerite sills and dykes associated with these sills occur frequently in the area. The dolerites are somewhat more fractured than the granite. The contacts between parent rock and dykes are generally good. However, poor contacts with altered rock and clay seams have been observed. Two dolerite sills with large lateral extension affect several parts of the facility. Both sills are approximately 4 m wide with a sub-horizontal dip. These sills can be seen in the silos as well as in the caverns.

2.2 Weathering

The general weathering in the area is quite extensive with a weathering profile typical for igneous rock, i.e. with a continuous transition from residual soil to fresh rock, see Figure 2.1. Fresh rock is found on depths varying from 1-2 m to 15 m. Weathered rock can also be found on larger depths in connection with joint zones.

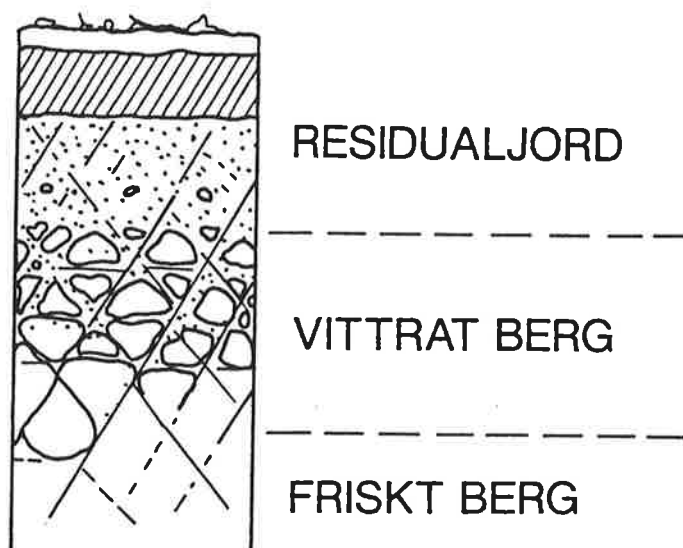


Figure 2.1 Weathering profile for igneous rock, after Deere and Patton, 1971.

Vittringsprofil i magmatiskt berg, efter Deere & Patton, 1971.

2.3 Joints

The jointing and the conditions of the joints are of special interest for the design of the silos. The stability of the large openings is much favoured by good joint conditions and a quite extensive joint analysis was carried out primarily to optimize the design of the silo domes.

Three joint sets plus horizontal or sub-horizontal joints dominate, see joint rose in Figure 2.2. The dominating dips are vertical or sub-vertical ($80-90^\circ$). The average spacing of the major distinctive joints is 2-5 metres. The joints are relatively continuous and are often visible from wall to wall. Minor joints and fractures occur in between those distinctive joints but they are considered to have minor influence on the tunnel and cavern stability.

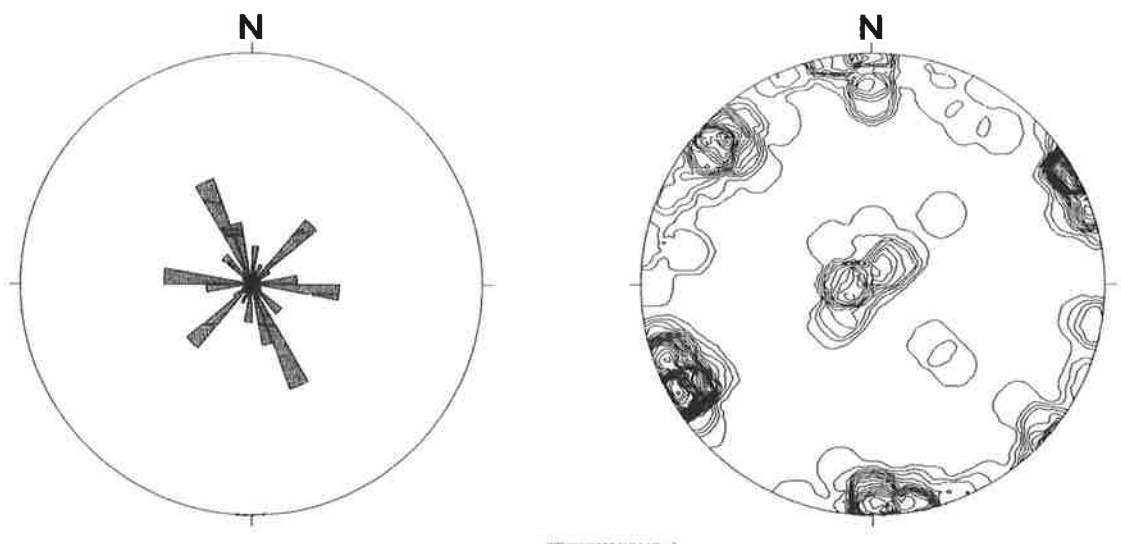


Figure 2.2 Joint rose diagram and contour diagram showing the dominating joint sets in the facility.

Sprickros och konturdiagram som visar huvudsprickriktningarna i anläggningen.

Single joint zones have been encountered, these are approximately 0.2-0.5 m wide and the spacing of joints within them is 0.01-0.1 m. The zones have not involved any tunnelling problems. The joint roughness (JRC) has been estimated by measuring the amplitude of asperities on joint surfaces. The following roughnesses have been recorded:

Small-scale roughness (400 mm)	JRC=11
Large-scale roughness (2000 mm)	JRC=12

Most of the joints are undulating which is favourable from the point of view of the stability of the caverns and the silos. Planar joints occur randomly but are likely to be of less importance to the stability. Some joint surfaces, in particular in connection to the joint zones, are weathered. The degree of weathering is generally slight but moderately weathered joint surfaces have also been detected. Clay coating occurs frequently but rarely exceeds a thickness of 1 mm. The coating is scattered out over the rough joint surfaces which implies no major decrease in joint surface strength due to thin (<2 mm) clay coating. Schmidt hammer tests give the following average results:

Fresh joint surfaces	Rebound=54	Strength=196 MPa
Clay <2 mm	Rebound=50	Strength=158 MPa
Clay >2 mm	Rebound=34	Strength= 66 MPa

Several types of joint wall coatings are found in the tunnel. Thin chlorite coating and iron staining occur most frequently. Quartz, calcite and epidote also occur but have been detected only at single locations.

2.4 Rock classification

Rock classification has been carried out continuously using both the RMR-system and the Q-system. Generally the rock mass corresponds to Good rock (RMR). Small sections of Fair rock (RMR) are encountered but do not affect the general stability of the tunnels and caverns. Sections with Fair rock are primarily found:

- where the tunnel is oriented parallel to the dominating joint set
- where minor zones with more weathered and/or altered rock are encountered
- in connection with fractured dolerite sills
- where joints are continuous

2.5 Rock stresses

The initial stresses have been measured by means of overcoring in the lower part of the access tunnel. The results indicate that the horizontal stress (σ_H) is approximately 2.7 MPa and the vertical stress (σ_v) approximately 1.5 MPa, giving a K_0 of 1.8. The direction of the major horizontal stress is NE-SW.

2.6 Groundwater conditions

The groundwater situation in the vicinity of the facility is a very important issue as the hydrology in southern Africa differs very greatly from that of Scandinavia where similar facilities have been constructed. Several years of drought are likely and may affect the

groundwater levels in the area. The impact on the function of the facility must therefore be fully clarified. A monitoring program as well as methods of preventing leakage during periods of drought are consequently necessary and are also included in the contract.

The hydrogeological investigations carried out as well as information on groundwater conditions gained as the excavation of the openings has proceeded indicate that the rock mass is very tight with low permeability and storage coefficient. The conditions are thus favourable. The groundwater level is relatively stable in the permeable residual soil above the fresh rock mass, providing a constant groundwater flow towards the storage caverns.

During excavation, the drawdown close to the facility is large and the gradient of the drawdown is steep. 200 m from the caverns the groundwater level is not affected by the openings.

3 DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE SILOS

3.1 General layout

The silos have a diameter of 36 m, the height of the dome is 10 m giving a dome radius of 21.5 m. Access to the silos is possible through an upper pipe tunnel and a bottom construction tunnel. The total cover above the silos is approximately 40 m, of which 30-35 m is fresh rock.

3.2 Geology in the silo area

Generally the rock mass in the silo domes is of good quality. Classification of the rock mass gives values corresponding to Good rock (RMR). A dolerite sill is located in the silo crown abutment. The dolerite is somewhat more fractured than the granite, but the contacts are good. Another dolerite sill located in the middle of both silos, has more altered contacts with the granite. All three joint sets plus horizontal joints can be observed. A clay zone, approximately 0.3 m wide, intersects Silo 2. The zone is vertical and strikes in a NE-SW direction.

3.3 Silo stability analysis

A comprehensive stability analysis comprising both analytical and numerical calculations has been carried out prior to construction. The general stability and expected deformations have been calculated using the finite element program JOBFEM, developed at the Royal Institute of Technology, Dept of Soil and Rock Mechanics. A block stability analysis of large blocks in the silo roof based on analytical calculations has also been carried out. The results from those calculations provide the basis for the design of the dome geometry and the rock support.

The extra support needed for medium-sized blocks was decided during excavation with reference to the actual geology.

General stability and deformation

The stresses and deformations due to excavation of the large silo domes were calculated using the JOBFEM-model. As this calculation was carried out prior to the stress measurements at site a K_0 of 1.5 was assumed, which proved to be relatively close to reality. The rock mass properties used in the model were based on the pre-investigations, i.e. core drilling and rock mechanical tests on cores. The calculation results implied stable conditions with very limited plastic zones. The following deformations were expected:

Inward movement in the roof	0.5-1.5 mm
Inward movement in the wall	2-4 mm

Large blocks

As the joints are rather continuous in the area, additional analytical calculations concerning block stability above the silo were performed. These calculations were done at an early stage, based on geological data from the pre-investigations and mapping of the first part of the access tunnel. However, during construction of the tunnels in the vicinity of the silos the calculations were updated according to the actual geology of the silo area.

Different block sizes and block heights have been analysed. The results indicate that no blocks will fail, even with 35 m water pressure above the crown, with the given rock mass and joint properties, provided that the joint dips exceed 70° .

A brief statistical evaluation of four different joint parameters was done after excavation of the tunnels close to the silos and the first part of Silo 1 in order to analyse block stability, and update the previous calculations. The parameters considered were clay coating, continuation, planar or undulating appearance and dip. Approximately 15 % of the mapped joints in the silo area have three unfavourable properties (clay coating >2 mm, continuation exceeding 6 m and a planar appearance). However, none of those have a dip less than 70° which has been considered as the critical dip. It can be concluded that the probability of all four unfavourable properties occurring on joints creating a large block in the silo roof is very low.

Small and medium-sized blocks

Some medium-sized blocks with unfavourable joint dips have been observed in the silos. The need for special support measures was decided based on the properties of the critical joints and the size of the blocks. Additional support due to potentially unstable blocks was carried out only at some single locations.

Applying this active design philosophy, the support measures have been optimized in relation to the actual geology.

3.4 Excavation

The excavation and final support of the silo domes were carried out in such a way that good arching was achieved during the entire excavation of the dome. The excavation was carried out as indicated in Figure 3.1 and followed the steps presented below.

1. Excavation of the central part of the dome to full height.
2. Systematic bolting and shotcreting to full thickness of the excavated tunnel.
 - 2a Reinforcement of the portal (4 m rock bolts c/c 1 m and 15 cm fibre reinforced shotcrete).
 - 2b-c Excavation of the middle part of the dome to make room for the drill jumbo.
- 3-4 Excavation as indicated in Figure 3.1. Systematic bolting after each round up to full height. The shotcrete (full thickness) is applied after excavation of each silo-quarter i.e. sections 3/4 and 5/6 etc..
- 5-10 As 3-4

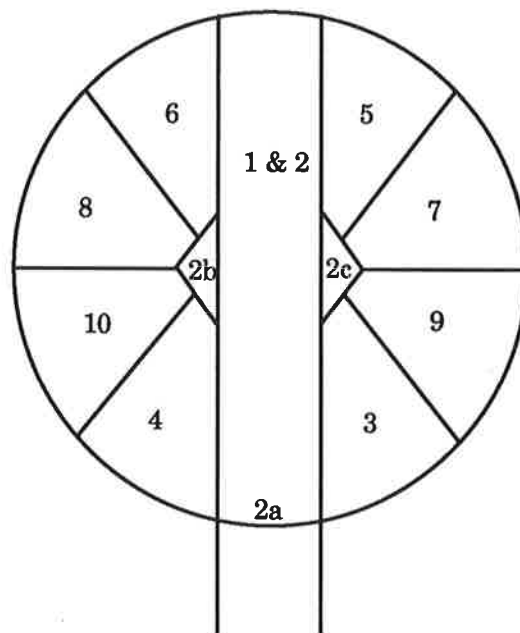


Figure 3.1 Excavation sequence of the silo domes.

Uttagsföljd för silodomerna

After the dome excavation the construction tunnel to the bottom of the silos was completed and the central excavation shafts blasted. The bench excavation was then carried out using the spiral method. The drilling during this phase was done by crawlers and mucking out was done through the central shafts by excavators.

3.5 Rock support and grouting

The roofs have been systematically supported with 6 m long rock bolts (local steel, twisted squared rebar 22 mm corresponding to Ks40 ϕ 25) c/c 2 m and 150 mm fibre reinforced shotcrete. The dolerite sill in the silo dome abutment has been systematically bolted with 6 m rock bolts (c/c 1-1.5 m) and 150 mm fibre reinforced shotcrete. In connection to the clay zone intersecting Silo 2 the spacing of bolts has been decreased to c/c 1 m along the zone. Generally the support in the silo walls has been according to Rock class II, i.e. spotbolting and local shotcrete. Bolting has been done with 4 m bolts in the upper half of the silo. In the lower parts of the silos the length of the bolts has been decreased to 3,2 m.

The installed shotcrete has been quite comprehensively tested to assure a good quality. The following tests have been carried out continuously not only in the silos but in the whole facility.

- Strength tests
- Fibre content
- Bonding - Solidness (by means of core drilling and knocking tests)
- Thickness
- Bending test on fibre reinforced shotcrete

Grouting curtains have been drilled and grouted around each silo in order to minimize the water leakage into the silos. A grouting procedure according to the split distance method has been used. The aim was to reach a rock mass permeability corresponding to a water loss of 0.2 Lugeon. An accelerated cement-bentonite grout with low water-cement ratio and plasticizer was used. A fine-grained Portland cement was used.

3.7 Monitoring of deformations

To monitor the deformations in the rock mass the following equipment was installed in each silo:

- One 35 m long extensometer with five anchors, located above the silo. This extensometer was installed and read from the ground surface.

- Three 10 m long extensometers with three anchors were also installed. One in the dome, one in the abutment and one in the wall.
- Convergence lines were installed in the dome and in the walls.

No unexpected movements have taken place. The deformations are small. Figure 3.2 illustrates the movements in the wall during the bench excavation in Silo 1. As can be seen the wall moves inwards during and just after the first bench excavation and then stabilizes.

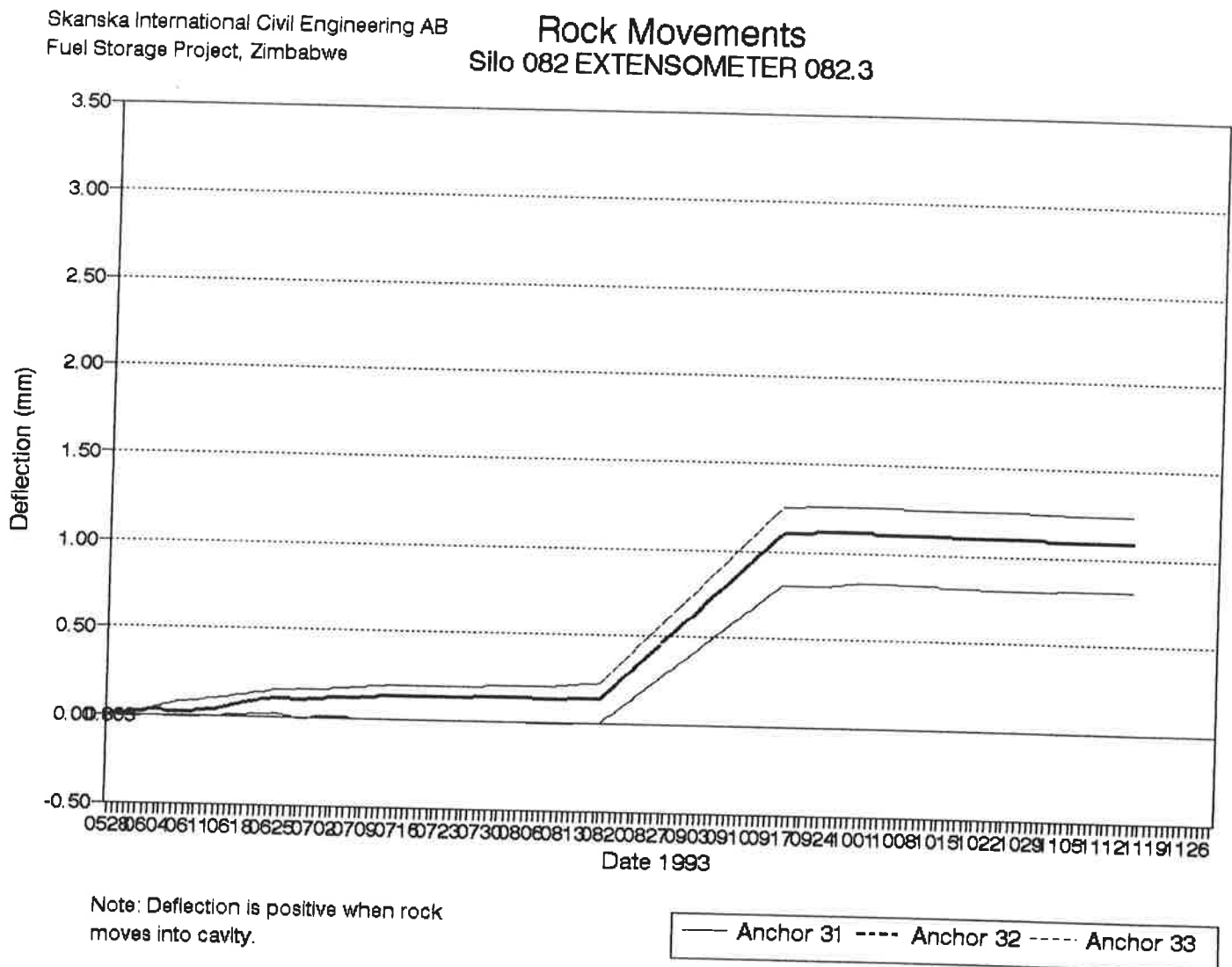


Figure 3.2 Deformations in the silo wall.

Deformation i siloväggen under uttagsperioden

4 PETROL AND DIESEL CAVERNS

4.1 General layout

Four conventional caverns have been constructed. The petrol caverns are 21 m high and 16 m wide. The diesel caverns are 24 m high and 20 m wide. The galleries were excavated initially, the rest of the caverns were then excavated in two steps by means of horizontal benches, each bench approximately 8 m high. Support consisting of rock bolts and fibre reinforced shotcrete has been installed according to the actual rock quality. Five rock classes with corresponding support have been used.

4.2 Geology in the cavern area

The granite in the cavern area generally corresponds to Good rock (RMR) and two joint sets are dominant. Both sets show sub-vertical or vertical dips with a spacing of approximately 1-2 m. The joint directions mapped in the cavern areas are favourable in relation to the cavern direction. The orientation of the caverns was based on information gained during the pre-investigation phase and this has proven to be the most favourable direction according to the actual geological conditions. As the joints are relatively continuous some problems in connection with large wedges in the cavern walls were anticipated. However, only single wedges that might be unstable have been detected and they have been satisfactorily supported by means of rock bolts.

Water loss measurements have been carried out continuously throughout the caverns. The results indicate water losses of a maximum of 0.4 Lugeon. The rock mass must consequently be regarded as tight. No water leakages have been encountered during excavation and only single areas of moisture can be seen in the excavated caverns.

4.3 Clay zone in Diesel caverns

When approximately 40 m of the gallery excavation in the diesel caverns remained, poorer rock conditions were encountered. The upper contact of the lower dolerite sill which is clay-altered is located in the abutment of the caverns. In addition to the unfavourable location, the altered contact zone became thicker for some 10-15 m along the caverns. At other locations the thickness of this clay zone had not yet exceeded 0.1 m whereas at this location it could be described as a lens with a maximum thickness of 1 m. The rock mass within the zone consists of completely altered dolerite and granite and the clay content is regarded as high. The rock mass could be described as Very poor - Poor rock according to RMR. This zone of poor rock caused quite large outfalls in the abutments and in the roof. The outfalls created a flat roof. Due to this it was agreed to stop the excavation of the gallery at this point.

Previous analysis of the clay in the dolerite contacts indicated that the clay was swelling. In order to determine the swelling capacity of the clay in this lens, complementary laboratory analysis was carried out. The amount of smectites in the test samples was large but the swelling capacity was regarded as low to moderate. The swelling pressure was also low. Systematic bolting c/c 1.4 m with 4 m long bolts and 200 mm fibre shotcrete + a flexible layer of 5 cm to allow some swelling were installed in the section with very poor rock where the thickness of the clay zone exceeded 0.3 m. The flat roof was supported by means of 6 m long rock bolts.

5 CONCLUSIONS

Generally it can be concluded that the construction so far has been carried out as planned. The rock quality is somewhat better than anticipated, especially the dolerites have shown less fracturing and altering than could be expected.

During the feasibility study a prognosis of the rock class distribution in the caverns and in the access/construction tunnels was made, based on the geophysics and the core drilling. In Table 5.1 the rock class distribution in the caverns after excavation is compared with the distribution according to the prognosis. As can be seen the conditions are better than anticipated. The greatest difference is the distribution within the classes Good and Fair rock.

This difference is probably due to less general weathering, to the fact that only single joint or fault zones with a negative effect on the tunnelling conditions have been encountered and finally to better quality of the dolerites, than could be foreseen by analyzing the cores and the seismic results.

Table 5.1 Rock class distribution in the diesel and petrol caverns.

Bergklassfördelning i diesel- och bensinrummen.

	Prognosis	After excavation
Very good rock	5 %	3 %
Good rock	65 %	78.5 %
Fair rock	24 %	15 %
Poor rock	5 %	3 %
Very poor rock	1 %	0.5 %

Referring to the areas of special interest outlined in Section 1.4 it can be concluded that:

- The properties of the granite are similar to normal Scandinavian granites. The weathering is less extensive than anticipated and has not affected the tunnelling conditions in a negative way. Swelling clay has been encountered in the facility at several locations, but the clay occurs in very thin seams and if shotcreted it will not affect tunnel stability.
- The silo design and excavation have been carried out as planned. The excavation method has proven to be rather successful and no unforeseen deformations have been recorded.
- The large clay zone in the diesel caverns created some problems in the roof and the excavation had to be stopped. Proper rock support has, however, been installed and stability problems have not occurred since. The rock adjacent to the clay zone is of good quality.
- The groundwater situation has proven to be favourable and the rock mass is tight. The drawdown close to the openings is considerable but the gradient is steep and 200 m from the openings the groundwater table is unaffected. The water balance around the facility will, however, be monitored continuously and further studied during the last part of the construction phase and later during the operation of the storage facility.

SAMMANFATTNING

Skanska International Civil Engineering AB bygger för närvarande bergrum för bränslelagring i Zimbabwe. NOCZIM, det statliga oljebolaget i Zimbabwe, är beställare av anläggningen som byggs som en totalentreprenad. Konventionella bergrum byggs för lagring av bensen och diesel medan två silos byggs för lagring av jetbränsle.

Berggrunden i området utgörs av grå-röd medelkornig granit. Två stycken, ca 5 m breda horisontella diabasgångar genomsätter graniten och påträffas i anläggningen. Bergmassans egenskaper är i stort sett jämförbara med de för svenskt urberg. Vissa geologiska skillnader föreligger dock av vilka vittringen är den viktigaste. De hydrogeologiska förutsättningarna skiljer sig väsentligt från Skandinavien varför noggrann kontroll och uppföljning av grundvattennivåer etc. före och under byggtiden genomförts.

Den ovittrade graniten har som nämnts visat sig kvalitetsmässigt likvärdig med svenskt urberg. Enligt klassificeringssystemen RMR och Q kan den övervägande delen av bergmassan (ca 80%) hänföras till en kvalitet motsvarande Bra berg. Vittringen i området är omfattande, men har trots det i liten utsträckning påverkat stabiliteten negativt i tunnarna och berggrummen. Vittringsdjupet har generellt visat sig vara mindre än vad som förväntades efter kärnboringar i området. Frisk granit påträffas på djup

som varierar mellan 2 och 15 m. Svällande lera, smektit, har påträffats på flera ställen i anläggningen. Leran förekommer främst som tunn sprickfyllnad.

Två silos med 36 m spännvidd har konstruerats. Omfattande stabilitetsanalyser, bl.a. med programsystemet JOBFEM har genomförts inför uttaget av dessa. De aktuella deformationerna efter uttag är små (<1 mm i tak och 2-3 mm i vägg) och har inte överskridit de förväntade.

Längs en begränsad sträcka påträffades en meterbred lerzon i taket i två av de konventionella bergrummen. Lokalt var berget helt leromvandlat med mycket dålig kvalitet. Förstärkning av zonen genomfördes med bultar och upp till 200 mm fiberarmerad sprutbetong samt ett flexibelt lager närmast berget för att tillåta viss svällning.

Grundvattensituationen i området har visat sig vara gynnsam för detta lagringskoncept. En kontinuerlig grundvattenyta finns i vittringsjorden ovan anläggningen och även under torra perioder är avsänkningen i detta jordlager begränsad. Kontinuerliga grundvattenmätningar samt mätning av bergmassans hydrauliska egenskaper har genomförts under byggtiden. Bergmassan uppvisar generellt en låg permeabilitet, enstaka zoner med ökad vatteninläckning har injekterats.

REFERENCES

Fredriksson, A. 1992: NOCZIM, Fuel Storage Project Harare. Analysis of the silo by the Finite Element Method. ADG Grundteknik AB, Stockholm 1992-09-14.

AKTUELLA TBM-PROJEKT INTRESSANTA UR BERGMEKANISK SYNVINKEL

Rock mechanical aspects on some TBM-projects

Gunnar Nord, Robbins Europe AB

INLEDNING

Detta papper kommer att redovisa några tunnelprojekt där drivningen har utförts med tunnelbormaskiner. Projekten har utvalts dels på grund av det har varit möjligt att komma åt data kring dem och dels för att man längs tunnelsträckningen stött på brottförlopp i berget samt instabiliteter i berggrunden som ur bergmekanisk synvinkel är klart identifierbara.

Huruvida projekten är bergmekaniskt intressanta eller ej är beroende av läsarens tidigare erfarenheter från problemområdena. Förhoppningen är emellertid att "bergmekanikdagen" skall finna något eller några av de redovisade projekten intressanta.

Två av projekten behandlar spänningsrelaterade problem, och två projekt har mineralogisk anknytning hårt respektive mjukt berg.

Projekten är i den ordning de kommer att presenteras

- Lesotho Highland scheme
- Dhiarisos water conveyance Cyprus
- Dul Hasti hydropower, India
- Water conveyance. Madrid

Lesotho Highland

Lesotho Highland Water scheme är ett stort tunnelprojekt, som Projektet omfattar totalt 89 km av tunnlar i dess första etapp och av dessa utförs 77 km med TBM.

Geologi:

Tunnlarna är förlagda i två skilda geologisk formationer. Cirka 36 km är förlagd i sandsten och lersten och den tunneln benämns delivery-tunnel. Den har en nordlig och en sydlig del. Cirka 45 km är förlagda i basalt. Båda dessa formationer tillhör Karp-formationerna som tillkom under perioden 220 – 160 miljoner år sedan, dvs sen Karbon och Jura. Den yngsta är basaltformationen som har haft en väsentligt större utbredning men har eroderats bort. Tjockleken av basalten kan mycket väl ha varit flera km och inte bara de maximala 1400 meter som har uppmätts idag. Den en gång stora bergtäckningen är väsentlig för de bergmekaniska problem som skall redovisas nedan.

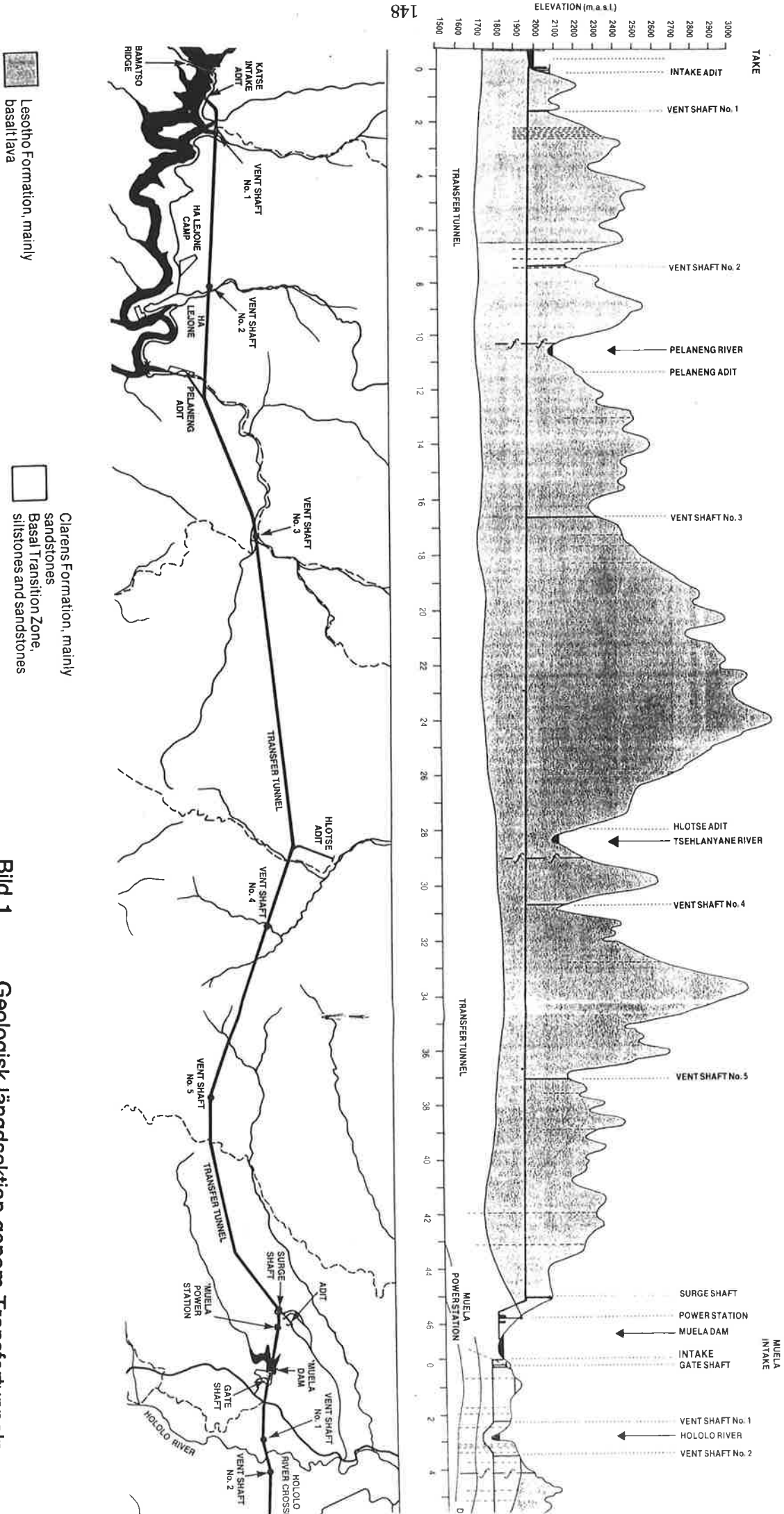


Bild 1

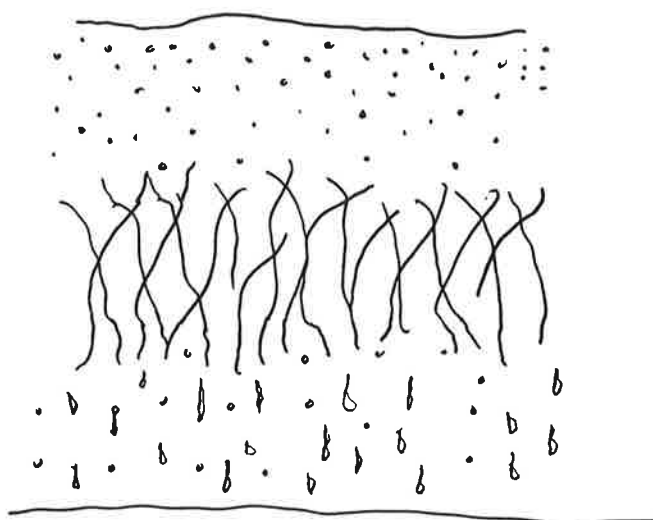
Geologisk längdsektion genom Transfer-tunneln
Geological section along the Transfer tunnel

Övergången mellan sandsten och basalt är skarp och nästan horisontell. Tjockleken hos basaltflödena varierar högst väsentligt från några centimeter upp till flera tiotal meter. Medelvärdet är cirka 5 meter. Flera olika typer av basalt identifierades beroende på hur frekvent blåsor (amygduler) uppträdde i basalten.

Vid kärnborrning i samband med förundersökningen noterades att den basalt som hade mycket hög frekvens av blåsor visade sig till viss del brytas ned genom sk crazing. Med crazing menas uppsprickning med slumpmässig orientering, liten uthållighet och liten spacing som mäts i millimeter. I de tjocka (≥ 4 m) basaltflödena centrala delar uppträder den blåsfria basalten och typiskt för denna är också den oregelbundna uppsprickningen i större block.

Bild 2

Förenklad sektion genom ett tjockare basaltflöde (≥ 4 m)
Simplified section through a thicker layer of basalt.



Bergmekaniska problemställningar:

Vid drivning med TBM i basalten råkade man ut för att tunna skivor släppte från tunneltaket omedelbart bakom TBM-huvudet. Anmärkningsvärt är att detta skedde i ett parti med ringa bergtäckning (60–70 meter). En tolkning av detta är att horisontella spänningar ligger infrusna i basalten och i partier med låg vertikalspänning erhålles ett kraftigt antisotropt spänningstillstånd varvid sk spalling uppträder i tunneltak och tunnelbotten. Lyftning av tunnelbotten kunde tydligt iaktas på de betongelement som var placerad på tunnelbotten och vid vilka rälsen fästes. Förutom den spänningsrelaterade förklaringen kan orsaken till lyftningen sökas i det så kallade "crazing". Detta är ett svällningsproblem som uppstår i basalt med hög frekvens av mandelsten (highly amygdaloidal basalt). Vid tillförsel av vatten svälles materialet som finns i blåsorna i basalten. När sedan spänningsavlastning uppstår i samband med bergguttaget så spricker basalten upp längs en mängd småsprickor. Detta kan betraktas som ett slags vittringsförfarande. Detta fenomen kunde iaktas redan i samband med kärnborrning där cirka 15% av kärnorna från highly amygdaloidal basalt drabbades av detta problem vid exponering mot luft under lagring i kärnlådor.

Samtidigt med spallning i tak inträffade instabiliteter i tunnelstuff. Denna instabilitet yttrade sig i att upp till 1/2 m³ stora block av non amygdaloidal basalt föll ur tunnelfronten. Detta problem var särskilt akut i det parti med liten bergsträckning och följaktligen stor spänningsanosotropi. Några uttalade sprickgrupper kunde inte observeras utan sprickbilden kan snarast karakteriseras som random med en klar dominans för brantstående avkylningssprickor som bildar kilar. Dessa kilar av berg poppar lättare ut ur tunnelfronten vid dominans av horisontalspärning.

Påverkan på TBM-drivning:

De stora blocken föll in mellan sadlarna på huvudet av tunnelborrmaskinen, och gav maskinen rejält med stryk. Man upplevde smällarna så kraftigt att man trodde att maskinen skulle brytas sönder. Matningskraften reducerades väsentligt för att inte förstöra TBM-maskinen. Trots detta kom stora block ut på transportbandet.

För att komma tillrätta med problemet infallande block måste tunnelborrmaskinens huvud tätas till. De lösa blocken fick inte falla in i utrymmet mellan sadlarna. Beslut togs att sätta på ett s.k. false face på borrhuvudet. Det innebär att man skapar en massiv front genom vilken cuttranra sticker ut endast 10–15 cm. Att montera ett false face innebar stillestånd i tunneln på 3–4 veckor, utsprängning av berg för att få fram de stora och grova stålplåtar som erfordras, anskaffning av licenssvetsare samt uppvärmning av borrhuvudet till ett par hundra grader för att undvika inbyggnad av oönskade spänningar.

Åtgärden visade sig lyckosam. Problemen med infallande block från tunnelfront upphörde och man kunde applicera fullt matningstryck på de s.k. thrust-cylindrarna.

Problem med infallande block från både väggar och tak kvarstod dock och kräves fortlöpande förstärkning med bult, nät samt bågelement.

Dhiarizos diversion tunnel på Cypern.

Tunneln utgör en del av vattenöverföringsprojektet där vatten transporteras från västra delen av Cypern (med större nederbörd) till den östra. Tunneln har en längd av 14.5 km en diameter på 3.2 m efter utschaktning.

Geologi:

Bergmaterialet utgörs av kalksediment av varierande sammansättning och de benämning krita, mörgel, mörgelkrita, kalkhaltig siltsten och kalkhaltig lersten och kalkarenit.

Den karakteristiska bergtäckningen var 100–300 meter men gick lokalt upptill 450 meter.

En längdsektion från tunneln framgår av bild 3 nedan. Sedimenten har en lagertjocklek som varierar mellan 0.06 och 0.6 meter och lagringen är den dominerande diskontinuiteten. Sprickor förekommer i alla strata och sprickplanen är subvertikala har ofta slickenside och en beläggning av tunn lerfilm.

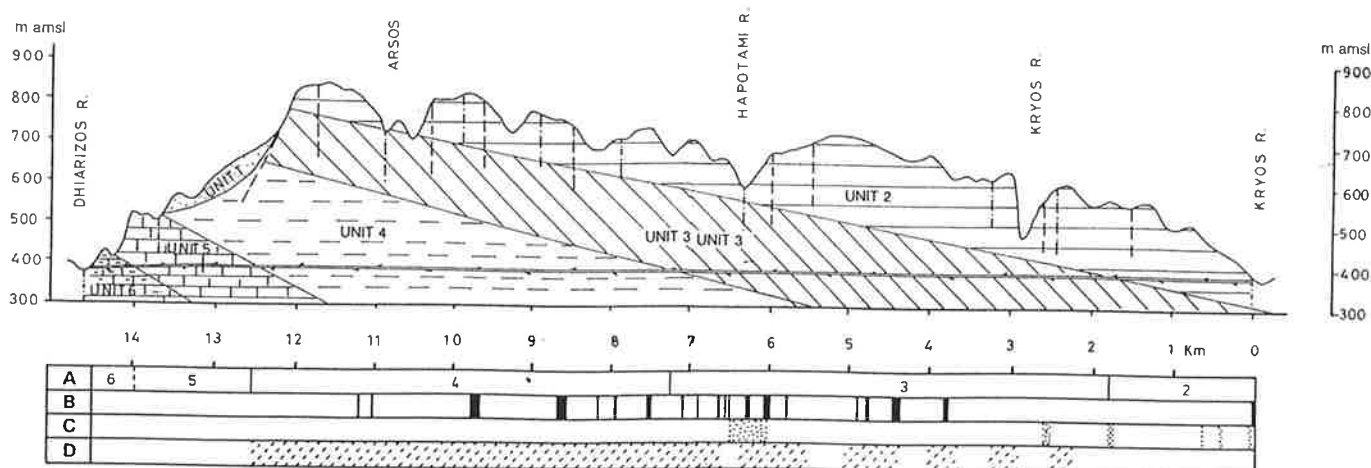


Bild 3

- | | |
|---|------------------------------------|
| A. Lithologiska enheter | B. Förkastningar / Störningszoner |
| 2. Massiv kalsten, mägerl och kalkareniter | C. Zoner med större vatteninflöden |
| 3. Massiv och sprucken kalksten, kalkhaltig ler och sandsten och kalkareniter | D. Zoner med spänningsproblem |
| 4. Mägerl | |
| 5. Massiv och sprucken kalk | |
| 6. Massiv kalk och kalk med flinta | |

Bergmekaniska egenskaper:

Vad beträffar spänningssituationen har man inte gjort några uppmätningar pga förväntade stora osäkerheter i mätresultaten. Det finns anledning att antaga K-värdet inte avviker alltför mycket från 1 då ett så pass svagt inte skulle klara av stora deviatoriska spänningar utan att brytas sönder. Bedömningen är att K-värdet varierar mellan 0.8 och 1.5 av vertikalspänningen. Det betyder att horisontalspänningen borde vara av storleksordningen 6–11 MPa vid 300 meter bergsträckning, och vertikalspänningen är ≈ 8 MPa.

Vad beträffar hållfastheten hos bergmassan styrs den av hållfastheten hos det intakta berget när det gäller en svag bergart såsom mägerln medan i andra enheter styrs hållfastheten av skjuvhållfastheten mellan lagerplanen. I mägerln har vattenhalten stor inverkan på hållfastheten varför det är svårt att ange representativa värden. Följande hållfasthetsvärden har erhållits vid 6–7% fukthalt.

Mägerl	10–25 MPa
Kalksten	30–50 MPa

för bergmaterialet och följande resultat har erhållits för s..juvhållfastheten på lagringsplanen

Mägerl	17–21°	med kohesion noll
Kalksten	30–35°	– " –

Det innebär att vid mörgel i tunnelväggen vid 300 meters bergtäckning kan vara säker på att få någon form av plasticering i tunnelväggen som kan betecknas som brott. Stora delar av tunnelsträckan skulle alltså komma att utsättas för plasticering som kan leda till oönskat brott.

Tunneldrivningen:

Man designade tunneln för segmental lining med bakfyllning av ett injekteringsbruk, för att lättare kunna handskas med det plasticerade berget. Segmenten skulle monteras i anslutning till TBM-skölden. Den enda ängslan man hyste var att sätta fast maskinen dvs klämma fast skölden. I de riktigt dåliga zonerna hade man därför budgeterat för att driva tunnlar framför skölden och därvid sätta bågar med en sektion stor nog att släppa igenom skölden.

Lägsta anbudsgivare kom dock med eget förslag som innebar öppen maskin samt förstärkning med bågar bult och sprutbetong. Beställaren accepterade detta anbud och arbetena kom att genomföras med en öppen TBM.

Vilka problem uppstod nu under drivningen? I de tunnelpartier med större bergtäckning (≈ 300 meter) uppstod brott. Dessa bestod primärt av skjuvbrott längs lagringsplanen. Men man kan även identifiera typiska skjuvbrott som inte är direkt knutna till lagringsdiscontinuiteter. Bild 4–6 nedan visar exempel på hur brottbilden har tolkats.

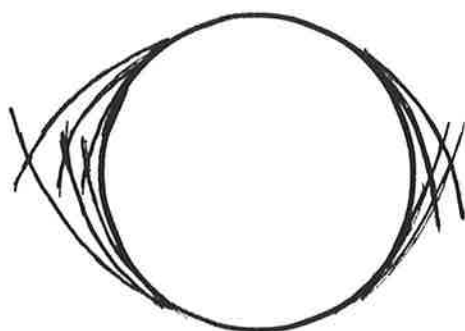
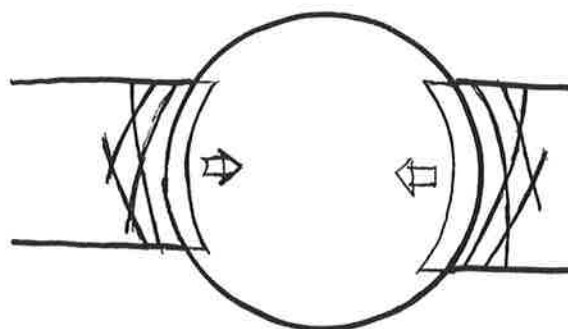


Bild 4 Tolkade skjuvbrott i grundmaterialet
Shearfailure in the rock material



Tolkade skjuvbrott styrt av lagring
Shearfailure ruled by shear in bedding interface

Vidare har vad man kan kalla utknäckning inträffat i både tunneltak och botten.

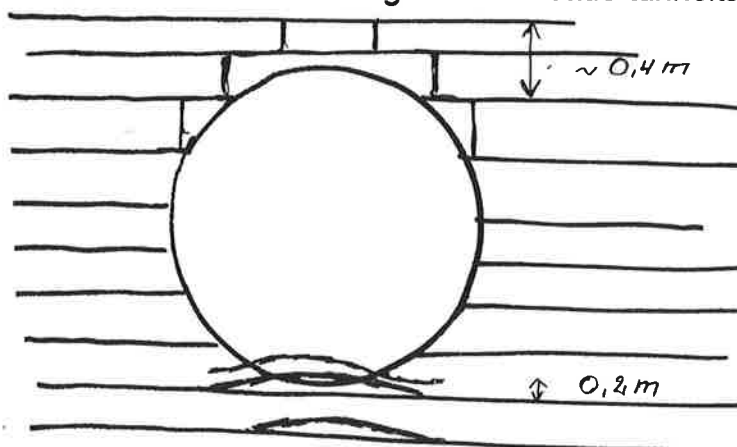
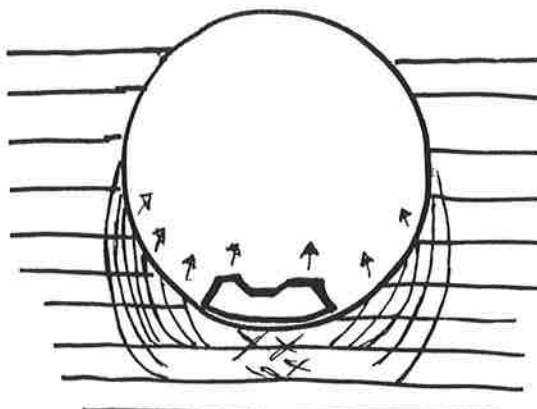


Bild 5 Utknäckning i tak och botten.
Buckling in the roof and the invert.

I taket har då berget fallit ut medan det ligger kvar på tunnelbotten. Från tunnelbotten och uppåt har man fått en brottbild som är inte lika typisk (bild 6). Utfallen i botten har en spänningsrelaterad orsak och har uppstått till stor del av den hållfasthetsnedsättning man erhållit på grund av närvaron av vatten. Det är främst i mägerlika sektionerna av tunneln som detta förhållande föreligger.

Bild 6

Tolkade skjuvbrott i nedra väggdel
Interpreted shear failure in lower sidewall



Berget har längs tunnelsträckningen uppvisat de typiska brottbilder som ofta finns redogjorda för och som har genererats i modellförsök. Senast i Gruv 2000 har brottgeometrierna beskrivits av Anders Fredriksson.

För att handskas med brottfenomenen utfördes förstärkning med bult sprutbetong och stålågar. I mäger med stor bergtäckning som gav upphov till spänningsrelaterade stabilitetsproblem utfördes full ringförstärkning där ågar bult och nät placerades omedelbart bakom cutterhuvudet.

Konvergensmätning utfördes för att kontrollera att förstärkningen hade givits en korrekt omfattning (se bild 7 nedan). Man kan konstatera att den radiella rörelsen innåt kunde vara av storleksordningen 50 mm dvs ganska stor rörelse för en så pass liten tunnel.

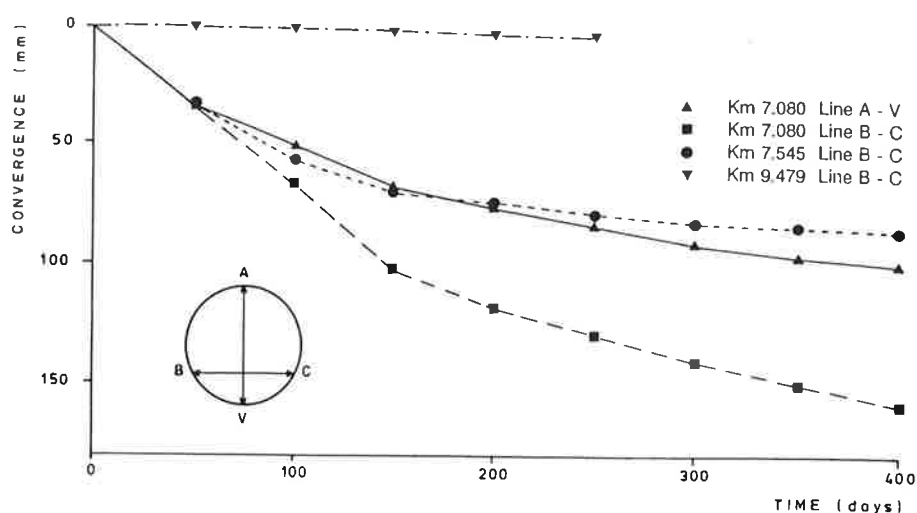


Bild 7 Typisk konvergens resultat för några skilda delar av tunneln.
Typical convergence results for different tunnel zones.

Trots den stora omfattningen av förstärkningen i det mägerlika partiet presterade man cirka 300 meter per månad. (se bild nedan). Några längre stopp inträffade då man tvingades avbryta tunneldrivningen för att utföra förnyad förstärkning längre bak i tunneln där den ursprungliga förstärkningen hade eller var på väg att kolapsa.

Dul Hasti

Nästa projekt som presenteras nedan skiljer sig till sin karaktär väsentligt från de två ovannämnda. Projektet går under namnet Dul Hasti och är beläget i Indien några timmars bilfärd söderut från Srinagar. Det är således beläget i samma region som Uri-projektet.

Geologi:

Det är en vattentunnel för ett vattenkraftprojekt som borrar med en 8.3 m öppen Robbins hårdbergmaskin. Det som är anmärkningsvärt med detta projekt är mycket svåravverkad kvartsit. Detta har lett till en låg framdrift, nämligen endast 1100 meter på ett år.

Vad är då utmärkande för denna kvartsit. Den har en hög enaxlig tryckhållfasthet. Huvudparten av testvärdena ligger mellan 170 och 240 MPa med ett högsta värde på 340 MPa. Den är tät med en liten kornstorlek 0,5 – 1 mm där matrix också utgörs av kvarts. Kvartsinnehållet utgör 95–100% beroende på provexemplar och densiteten överensstämmer väl med ren kvart 2,65/cm³. En viss sprickighet har observerats i provkropparna. I samband med testning till brott observerades en stor mängd kvartspulver på brottytorna och några prov smulades nästan helt sönder. Detta är en ovanlig företeelse åtminstone i andra bergarter. Det betyder att borrhningen i Dul Hasti borde ge upphov till stor mängd kvartsdamm. Detta stämmer väl med observationer gjorda under borrhning.

Bergmekaniska egenskaper:

Det kanske mest intressanta observationen gjordes vid den så kallade indentationstest eller intryckningstest. Det är en test metod som bland annat tillämpas vid Luleå högskola. Vid detta test trycker man ett konsiskt utformat stift in i ett stycke berg på en preparerad yta. Bergstycket är ingjutet i en stålring med cement för att inte splittras under belastningen. Ett mera normalt testresultat framgår at bild 8 nedan. Där framgår att lasten når ett topvärde och sedan sker ett hastigt fall i lasten på grund av att bergflisor släpper ur provstycket. Stiftet må sedan sänkas ett stycke för att på nytt nå upp till en stor last. Vid Dul Hasti kvartsiten erhöill man inte den kraftiga nedgången i lasten utan lasten planade ut på en hög nivå som framgår av bild 9. Detta fenomen tolkas som att kvartsiten är extremt tuff (svårbearbetat). Berget bryts inte lätt sönder genom bildning av tunna flisor.

Bild 8

Normala förlopp vid
indentationstest

Normal result at punch test

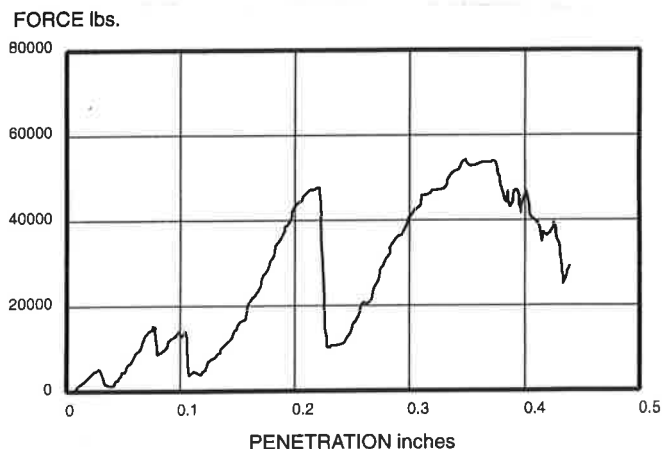
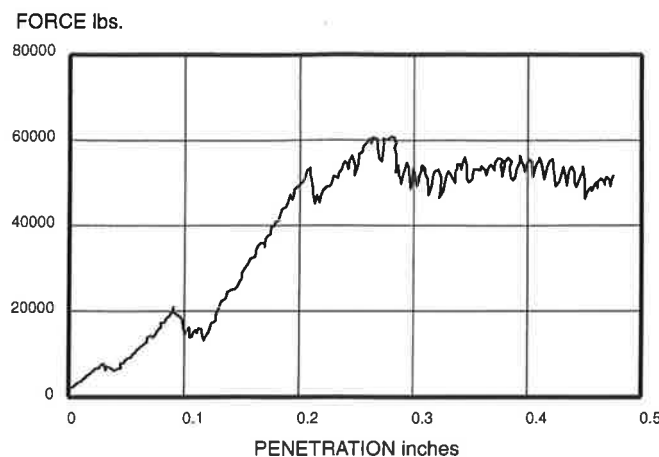


Bild 9

Indentation för lopp vid
Dul Hasti kvartsit.
Punch test result from
Dul Hasti quartzite.



Tunneldrivning:

Vad betyder nu detta för cutterförbrukning? Cutterkostnaden var av storleksordningen USD 40 per m³. Vilket stämmer relativt väl med den prognos som gjordes innan arbetena påbörjades. Man slet ut ungefär 2.5 cutters per meter tunnel.

Det förefaller ha varit en överraskning för ägarna att tiden för att byta cutters skulle bli så omfattande den kom att utgöra hela 47% av totaltiden under de inledande 100 tunnelmetrarna där cutter slitaget var dubbelt så högt som genomsnittet för de 1100 metrarna. Tidsfördelen för dessa första 100 meter framgår av bild 10 nedan. Det skall dock understrykas att man har senare kommit ned i cutterbytestiden på 20–30 min. Vid 1100 meter stötte man på ett större vatteninbrott och arbetena avbröts och har sedan inte återupptagits vilket anses bero på den politiska instabiliteten i området.

TBM 273-259 Tidsförd.

Dul-Hasti proj Indien

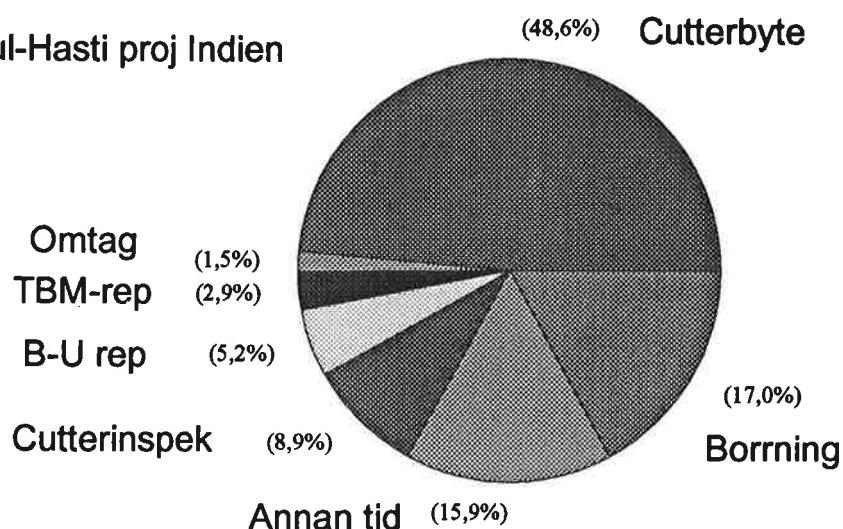


Bild 10 Distribution of time for the first 100 meter of the Dul Hasti tunnel

Det skall här avslutats med att säga att man har mera framgångsrikt borrar i mycket hård kvarts i Norge. Vid den s.k. Stavanger tunneln stötte man på ett parti kvarts med hållfasthet upp till 350 MPa. Partiets utsträckning längs tunneln var cirka 100 meter. Här uppnådda man en veckoproduktion av 54 meter trots att man fick skifta 102 cutters. Det skall understrykas att maskinen var här väsentligt mindre än i fallet Dul Hasti, vilket samtidigt innebar att man fick ut ännu färre kubikmeter berg per cutter.

Avslutningsvis skall ett mindre TBM-projekt i Spanien redovisas. Detta projekt har mindre bergmekaniskt intresse men visar med vilken snabbhet man kan genomföra även mindre TBM-projekt.

TBM projekt Spanien

Den spanske entreprenören Cubiertas erhöll i slutet av februari 1993 kontrakt på att utföra 2.5 km vattentunnel helt betonginklädd att vara färdigställd den första (1:a) November samma år. Man hade alltså 8 månader på sig. Tunneln skulle ha en diameter strax under tre meter och var avsedd för transport av färskvatten. Arbetsplatsen var belägen endast några mil norr om Madrid.

Geologi:

Berget utgjordes i huvudsak av granit.

Bergtäckningen var liten och uppgick som mest till 60 meter. Det innebar att vittring gick med relativt stor frekvens ned till tunnelnivå. Förundersökningarna var mycket begränsade på grund av den korta tiden mellan beslut att utföra tunneln och färdigställande av densamma. Man visste att det fanns ett flertal partier med dåligt berg men uppfattning om läge och utbredning var högst begränsad.

Tunneldrivning:

Entreprenören Cubiertas satte bort själva tunneldrivningen till den Österrikiska firman Ilbau som var på plats med sin begagnade och genomgångna Mk12 ϕ 3.6 m Jarva-TBM den 5 april. Maskinen monterades och arbetena med tunneln igångsattes den 21 april, och en månad senare 20 maj hade man utfört 525 meter tunnel. I slutet av augusti hade man utfört själva tunneldrivningen vilket var ett krav för att huvudentreprenören skulle hinna med och utföra tunnelinklädnaden av betong.

Kontrakt tunnel	slutet februari
Kontrakt med UE	mars
Utrustning på plats	5 april
Borrstart	21 april
Borring 525 meter	20 maj
Borring 2500 meter	slutet augusti

Det visade sig att framdriften med tunnelbormaskinen var högst varierande. Det tog mellan 15 minuter och 2 timmar för en 1.2 meter lång sträcka som motsvarar slaget på hydraulcylindrarna. I de svaga bergpartierna utfördes bergförstärkning omedelbart bakom maskinens borrhuvud. Den bestod av bult nät och kortare bågstycken i hjässan som fästes med bult. Sprutbetong utfördes i huvudsak bakom bakriggen. Av de första 500 metrarna hade 10–15% av tunnelsträckningen betongsprutats.

Detta projekt har medtagits i redovisningen av intressanta TBM-projekt i syfte att visa att det går att utföra TBM-tunnlar med framgång trots att man har kort om tid, att tunneln är kort och att man har dåliga begrepp om bergförhållandena förutsatt att man närmar sig projektet på ett professionellt sätt.

SUMMARY

Tunnelboring has turned out to be a rapid way of excavating tunnels. There are however two conditions that from time to time causes inconveniences and that is hard and abrasive rock and unstable groundconditions. There are various means to cope with those conditions. Four case histories have been presented where those problems have been highlighted. In the Lesotho Highland project big blocks fell out of the tunnelface and caused damage on the cutterhead of the TBM and furthermore slowed down the progress. Installation of a false face sorted out the problems.

The Dhiarizos tunnel in Cyprus is an exceptionally long tunnel to be excavated from one tunnelheading (14 km). The overburden is of such magnitude that the rock material will fail due to overstressing over large areas. The overstressing failures are described and how the excavation was carried by use of an open TBM.

The Dul Hasti TBM-project is presently resting with the machine standing inside the tunnel. Extremely hard and abrasive rock was met with which cause slow progress and high cuttercost. The high cuttercost was known before the project started. The failure mechanism of the hard quartzite is described by use of testresults from an indentation test. Only very minor chipping occurs which results in very low indentation.

A rapid tunnelling project in Spain is brief presented only in order to show what good workmanship can produce with respect to short mobilization and fast tunneling.

Källa: J.C. Sharp, S.C. Bandis, C. Kridiotis, E. Cristodoulou
G. Petrides: Tunnelling options in Chalk Marl
Dhiarizos Diversion tunnel Cyprus

SKJUVRÖRELSEMÄTNING I BERG

Shear measurement in rock masses.

*Jan Israelsson,
Mats-Olov Edström,*

*Itasca Geomekanik AB
Mittel Status AB*

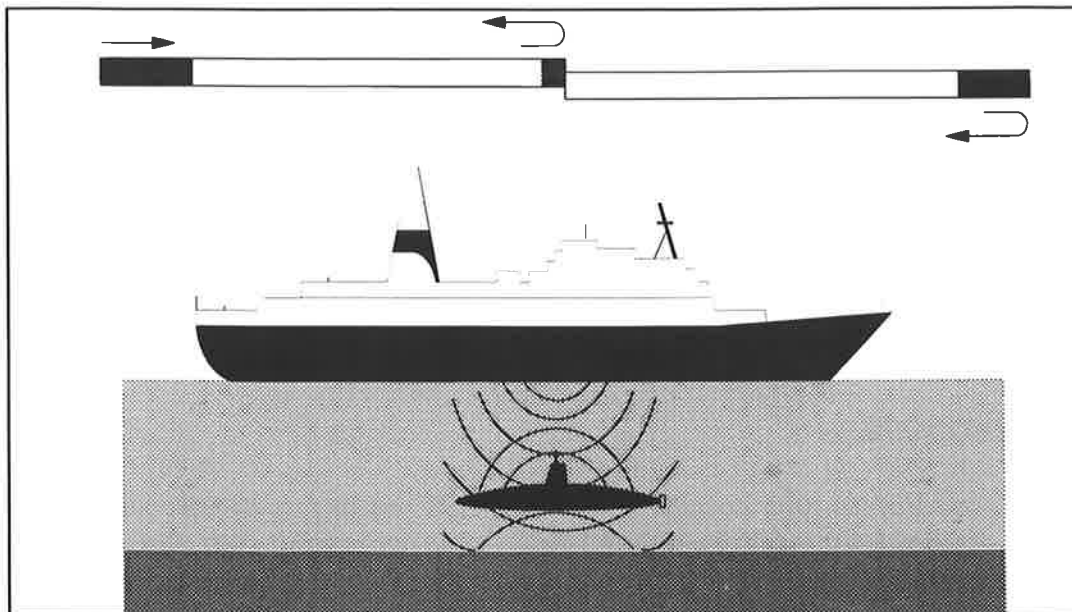
1 INLEDNING

Värdet av att kunna följa bergets reaktion på ett ingrepp (tunnlar, schakter osv) har genom åren visat sig betydelsefull både vad gäller den omedelbara, stabilitetsövervakande funktionen men också mera långsiktigt, till exempel för kalibrering av prognosverktyg. En mängd olika instrument har därför utvecklats för att kunna mäta belastningar och deformationer i bergmassan. För bergrum så som brytningsrum i gruvor och lagringsutrymmen har instrumenteringens ryggrad oftast utgjorts av extensometrar. Detta är också fallet i tunnlar även om profilmätning har vunnit terräng den senaste tiden.

Många gånger är det väldigt svårt eller dyrbart att instrumentera ett bergrum så att tex extensometrarnas axiella mätriktning sammanfaller med de övergripande förskjutningsriktningarna. För tunnlar sammanfaller oftast dessa riktningar men den yta (volym) som övervakas blir förhållandevis liten. Det förefaller alltså som att den axiella mätriktningen inte alltid är den optimala. Ett instrument som kan installeras längs bergprofiler eller i långa borrhål och registrera rörelser vinkelrätt instrumentets utsträckning kan spara många ort- och bormetrar i och med att de kan installeras parallellt eller i liten vinkel till objektet som ska övervakas. Mätning med pulsekometer, även kallat TDR (TidsDomänReflektion), på ingjutna koaxialkablar kan fylla den funktionen med den begränsningen att den huvudsakligen registrerar rörelser utefter distinkta rörelseplan, dvs då kabeln skjuvas av deformationen.

2 TEORIN BAKOM PULSEKOMETERN

Inom el-branchen har, sedan början av 50-talet, ett felsökningsinstrument kallat pulsekometer använts för lokalisering av fel och störningar i elektriska ledningar. Den teknik som instrumentet arbetar med kan liknas med ekolodets arbetsprincip med skillnaden att pulsekometern skickar ut elektriska pulser i ledare stället för tryckpulser i vatten.



Figur 1 Pulsekometern funktion är jämförbar med ekolodets.
The function of the TDR is comparable to the echo-sounder.

En elektrisk anomali i en kabel kommer att medföra att en del av den utsända pulsenergin reflekteras tillbaka. Anomalierna kan fysikaliskt beskrivas som lokala ändringar av kabelns kapacitans och impedans vilka kan uppstå på grund av mekanisk påverkan, inläckande vatten, skarvar och förgreningar samt jordfel i kablarna. Hur stor del som reflekteras tillbaka beror på skadans omfattning. Så länge som kabeln ej är helt avkapad eller kortsluten i skadestället kommer även kabelsträckan "bakom" skadestället att kunna mätas. Med kännedom om pulshastigheten i kabeln kan avståndet till felkällan beräknas enligt ekvation (1).

$$\text{sträckan} = \frac{1}{2} \cdot \text{hastigheten} \cdot \text{tiden} \quad (1)$$

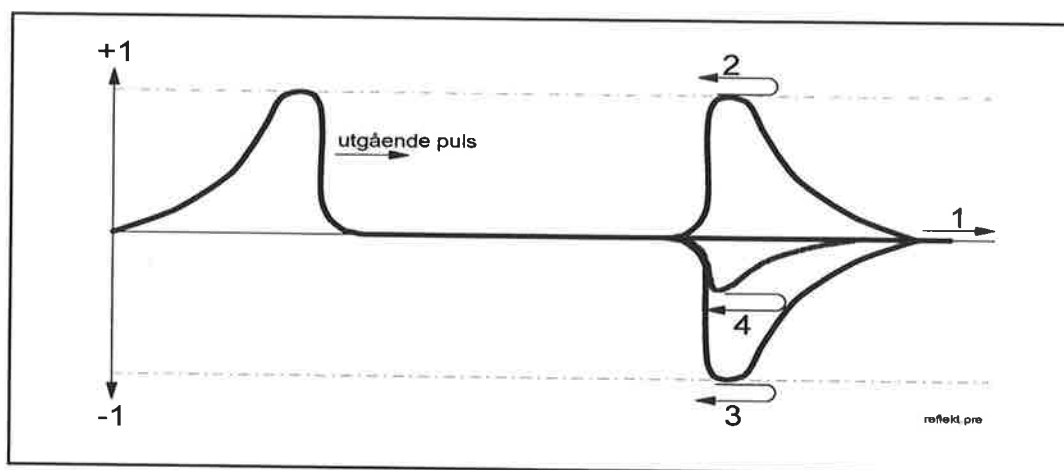
Förhållandet mellan den utsända pulsens och den reflekterade pulsens effekt kallas reflektionsfaktorn, r . Reflektionsfaktorn kan också beskrivas med kabelns och felställets impedans, Z_{kabel} och Z_{fel} , enligt ekvation 2.

$$r = \frac{Z_{\text{fel}} - Z_{\text{kabel}}}{Z_{\text{fel}} + Z_{\text{kabel}}} \quad (2)$$

Beroende på felets karaktär kan fyra olika typer av reflektioner särskiljas vilka beskrivs i tabell 1 och figur 2.

Tabell 1 Reflektionens utseende beroende på typ av felkälla

typ av felkälla	Representation	Reflektion
1: inget fel	$Z_{\text{fel}} = Z_{\text{kabel}}$	$r = 0$
2: öppen, avklippt kabel	$Z_{\text{fel}} \rightarrow \infty$	$r = +1$
3: kortslutning	$Z_{\text{fel}} = 0$	$r = -1$
4: inget av 1, 2 eller 3	$Z_{\text{fel}} \neq Z_{\text{kabel}}, 0, \infty$	$r \neq 0, +1, -1$



Figur 2 Reflektionens kurvform för de, i tabell 1 beskrivna feltyperna 1-4.
Shapes of reflected curves for errors 1-4, listed in table 1.

Pulserna påverkas både av dämpning och läckning i kabeln även om dessa faktorer är av ringa inverkan. Det kan dock ge problem i de fall som mätningar med hög precision skall göras på långa ledare. Genom att skicka ut pulser med hög frekvens (dvs kort tidsutbredning) erhålls bättre upplösning på lägesangivelserna. De höga frekvenserna dämpas dock i större omfattning varför den mätbara sträckan krymper.

3 PULSEKOMETERN I BERGMKANISKA APPLIKATIONER

3.1 Allmänt

I och med att pulsekometern kan registrera lokal, mekanisk åverkan på en kabel kan den också användas för bergmekaniska uppspricknings- och deformationsmätningar i bergmassor. Kostnaden blir dessutom relativt låg i och med att mätcellen som installeras i berget består av kommersiellt tillgänglig kabel. Principen för den bergmekaniska applikationen är att en kabel som gjutits in i bergmassan kommer att utsättas för samma

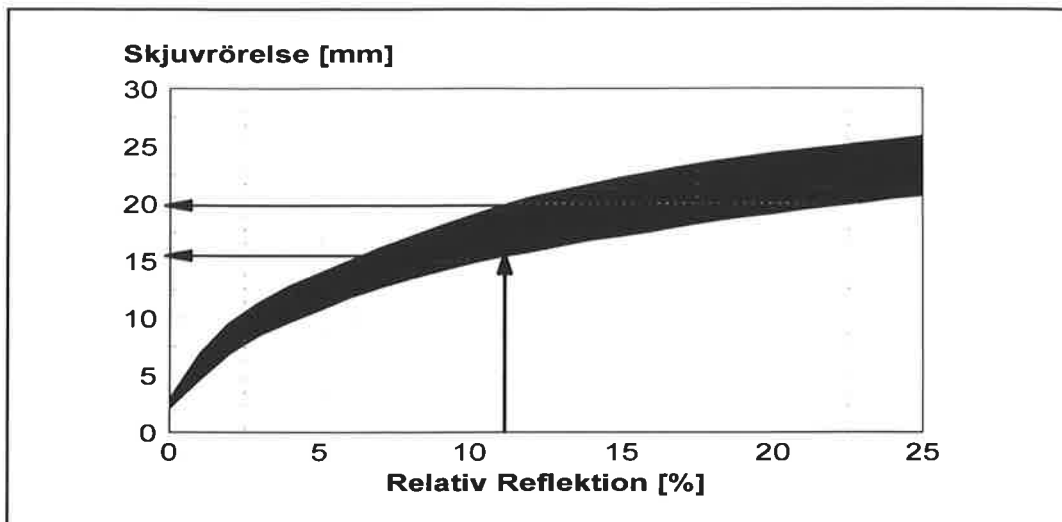
deformationer som bergmassan utsätts för. Rörelser längs ett sprickplan som skär kabeln kommer att deformera kabeln motsvarande skjuvningens förskjutningsbelopp förutsatt att kabeln är i direkt och/eller förhållandevis styv kontakt med berget.

Panek och Willard (1981) beskriver hur TDR-tekniken användes och utvärderades vid blockrasgruvan San Manuel Mine, Arizona i USA. Det var bland annat den studien som fick LKAB till att, 1985 initiera och stödja ett examensarbete syftande på att ytterligare belysa TDR-teknikens möjligheter för bergmekaniska mätningar (Israelsson, 1986). Bland annat studerades kabelns uppbyggnad med avseende på dess förmåga att upptäcka och följa en successivt tilltagande skjuvrörelse. Skjuvningen av kablar utfördes i en mindre skjuvrigg i vilken två stycken cementblock representerade den bergmatris som kablarna gjöts in i. Det visade sig bland annat att systemet, med en mycket god noggrannhet ($<1\%$ av mätsträckan) kunde lokalisera, inte bara en utan flera, simultana skjuvrörelser längs kablar, förutsatt att rätt typ av kabel användes. Förmågan att, så länge kabeln ej är helt kapad eller kortsluten, kunna upptäcka skjuvrörelser även "bakom" första registrering är ett av systemets starka kort. Dessutom testades systemets förmåga att upptäcka deformationer i kabels längdsträckning. Det konstaterades dock att systemet är mindre lämpat för den typen av deformationsmätning eftersom kabelns tvärsnittsminskning på grund av den radiella töjningen resulterade i att den släppte från borrhållsväggen och på det sättet kunde fortplanta sig bort ifrån bergets deformationszon.

Som en fortsättning på examensarbetet utfördes vid LKAB, under åren 1986-1987 ett stort antal skjuvtester på den kabeltyp som framstod som mest lovande för deras behov. Vid försöken framkom bland annat att skjuvrörelsens magnitud kan tolkas utifrån den reflektion som skadan gav upphov till. Genom att kalibrera ett stort antal registreringar av successivt tilltagande skjuvningar erhöles ett diagram, figur 3, ur vilket skjuvrörelsens storlek kunde utvärderas utifrån fältavläsningar. Detta verifierades senare av Dowding, Su och O'Connor, (1989). I och med att förhållandet mellan reflektionen och skjuvrörelsen är kabelspecifik krävs att denna typ av kalibreringsförfarande genomförs för varje ny typ av kabel.

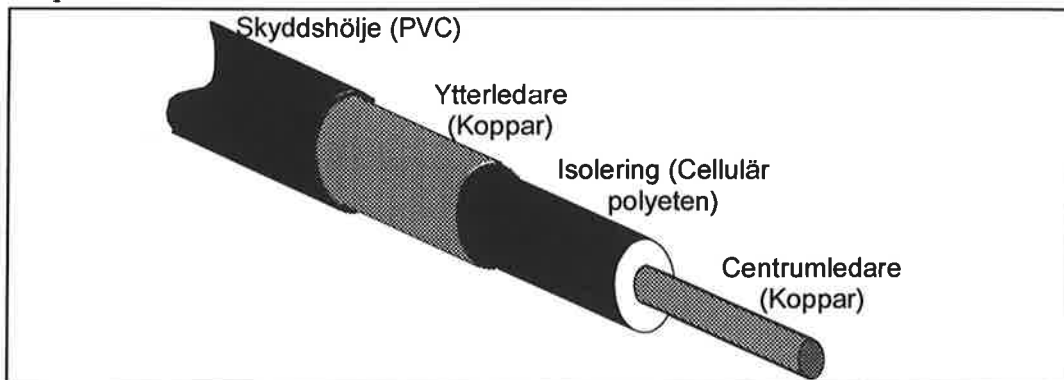
3.2 Kabeltyp

Av alla kabeltyper som finns idag är koaxialkabeln den lämpligaste för den bergmekaniska applikationen eftersom den, med sitt cirkulära tvärsnitt reagerar lika på en skjuvrörelse, oberoende skjuvningens riktning. Koaxialkabeln består av en ledare i centrum av kabeln vilken kan vara både en och flertrådig och oftast gjord av koppar. Runt denna ledare ligger ett lager av elektrisk isolering. Denna isolering betecknas som kabelns



Figur 3 Förhållandet mellan uppmätt relativ reflektion och erhållen skjuvrörelse.
Relation between measured relative reflection and shear movement.

dielektrikum och består oftast av solid eller cellulär polyeten. Kabelns dielektrikum isolerar och skiljer centrumledaren från ytterledaren vilken vanligen består av ett rör av koppar eller en kombination av aluminiumfolie och förtent kopparfläta. Allt detta brukar normalt skyddas av en mantel i PVC-plast.



Figur 4 Principskiss av koaxialkabelns uppbyggnad. Material och utförande kan variera.
Principle of an antenna cable. Material and design can vary.

För denna typ av kabel beskrivs dess karakteristiska impedans, Z_k , enligt ekvation 3.

$$Z_k = 138 \sqrt{\frac{\mu_r}{\epsilon_r}} \log \frac{D}{d} \quad (3)$$

där μ_r =permeabilitet, relativvärde (vakuum=1),
 ϵ_r =dielektricitetskonstant, relativvärde (vakuum=1),
D=ytterledarens diameter och
d=innerledarens diameter.

En deformation av kabeln kommer alltså att förändra förhållandet D/d samtidigt som dielektrikumets egenskaper förändras på grund av kompaktering. Förändringen av diameterförhållandet måste dock anses som den huvudsakliga anledningen till impedansändringen. Kabelns diameter kommer dessutom att vara avgörande för hur stora skjuvdeformationer som kan följas.

Enligt Israelsson (1986) erhöles den bästa reaktionen på skjuvrörelser med kablar vilka bestod av cellulärt dielektrikum och solida ytterledare typ rillat kopparrör, figur 4. Detta gällde främst kabelns förmågan att successivt ändra dess elektriska egenskaper i skadestället som talade för den kabeltypen. I de fall som dielektrikumet bestod av solida material erhöles en alltför momentan övergång från att registreras som fullständigt opåverkad till att visa på total kortslutningen eller avkapad.

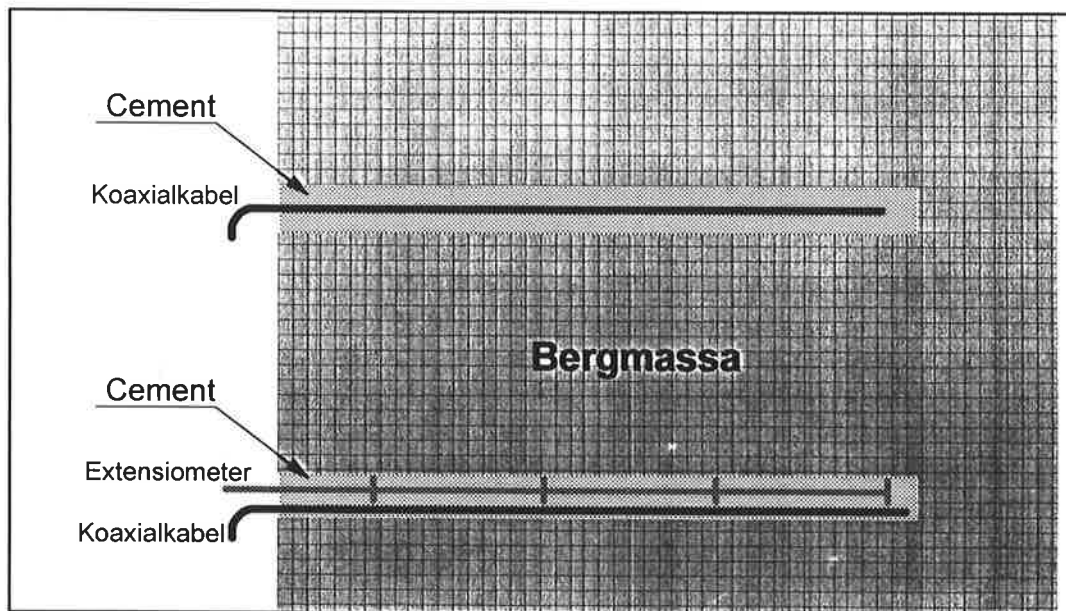
På senare tid har signalkablarna utvecklats vidare både vad gäller material och utformning varför det finns stora möjligheter att systemets funktion kan förbättras ytterligare med en annan typ av kabel.

3.3 Installation

Den främsta åtgärd som måste vidtas vid installering av kablarna är att tillse att de kommer i direkt och/eller styv kontakt med berget. Genom att gjuta in kabeln med cementpasta erhålles en, i jämförelse med kabeln, styv kontakt vilken dessutom reagerar förhållandevis sprött på bergets deformationer. Den styva kontakten krävs dels för att bergets rörelser skall påverka kabeln utan att ingjutningsmaerialet dessförinnan tar upp deformationerna, dels för att den spricka som skär genom bergmassan också skall skära genom ingjutningsmaterialet. Dessutom erhålles en relativt tät barriär runt kabeln vilken minskar risken för vatteninläckning i kabeln.

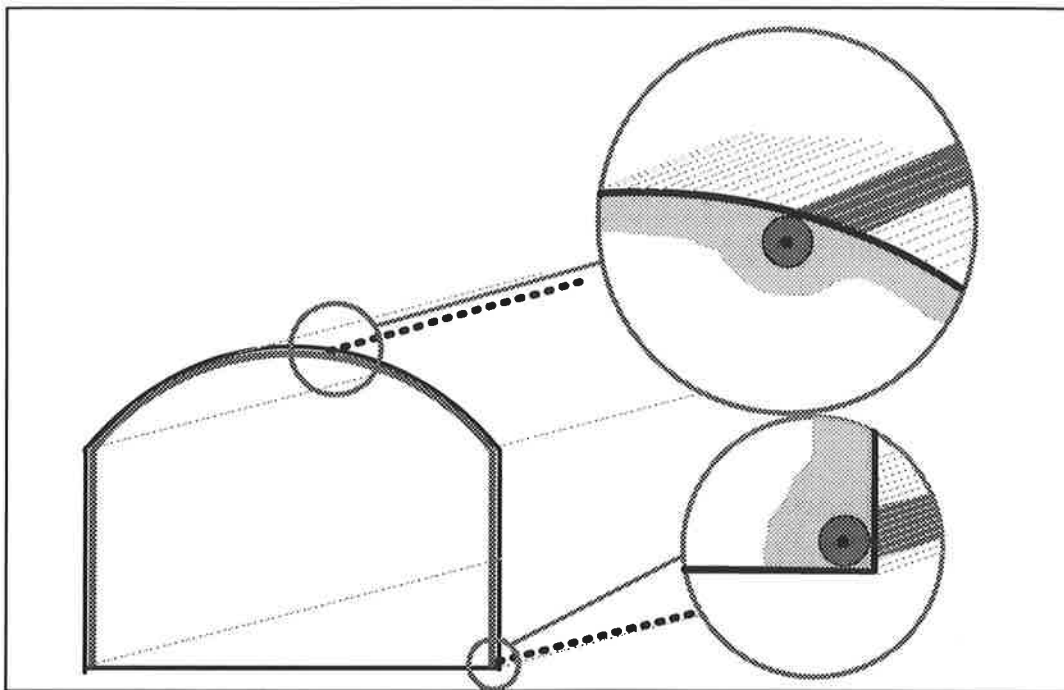
Eftersom kabeln kan avläsas ifrån båda ändar är det en fördel om den, där så är möjligt, installeras så att båda kabeländarna kan kommas åt. Detta ger möjligheten att läsa hela kabeln även sedan deformationerna har resulterat i ett totalt brott eller kortslutning någonstans längs kabeln. I de fall att den ena kabeländen gjuts in i berget måste den änden tätas mot inläckande vatten. Detta kan tex göras med så kallat vulkband vilken likt ett tejp lindas kring kabeländen.

Vid borrhålsinstallation har det visat sig att koaxialkabeln, förutom att fungera som en enskild mätinsats också fungerar som ett utmärkt komplement till extensometermätningar, figur 5. Kabeln installeras då i samma hål som extensometern. Maximal längd som kan installeras i borrhål varierar beroende på borrhålets lutning och kabelns beskaffenhet. Vid LKAB installeras upp till 50 m långa kablar i uppåtriktade hål. I nedåtriktade hål har kablar med 80 m längd installerats med gott resultat.



Figur 5 Installation av koaxialkabel i borrhål med och utan extensometer.
Installation of antenna cables in boreholes, with and without extensometers.

Panek och Willard (1981) installerade kablar längs tunnlar i en blockrasgruva i Arizona, U.S.A., genom att gjuta in dem i cement längs övergången mellan sula och vägg. Det framstår dock, i de svenska undermarksanläggningarna som mer intressant att övervaka takpartierna varför installation genom att spruta fast kabeln med sprutbetong i taket kan vara en tänkbar metod, vilket illustreras i figur 6. Inga referenser kring detta installationssätt har dock stått att finna. Eftersom skador på kabeln påverkar pulsens gånghastighet kan kabeln tillfogas en liten "skada" i form av en krympning med jämna mellanrum innan installation. Dessa krympningar kan då utgöra längdreferenser till vilka längdkorrigeringar kan göras. På detta sätt erhålles en högre säkerhet i längdavläsningarna samt, i vissa fall förenklad lokalisering i fält.



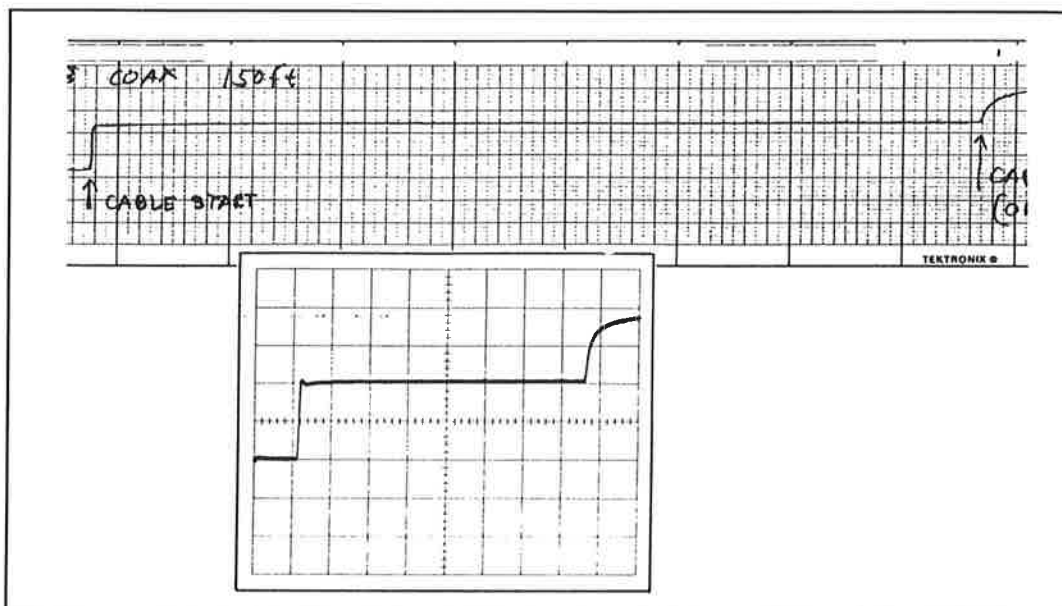
Figur 6 Ingjutning av koaxialkabel längs med en tunnel.
Grouting of antenna cable along a tunnel.

4 PULSEKOMETERTILLÄMPNINGAR I LKAB'S GRUVA I KIIRUNAVAARA

I LKAB's gruva i Kiirunavaara bedrivs gruvbrytning med främst skivrasbrytning men också med skivpallbrytning med avslutande massbrytning. I båda fallen inbegrips att gråbergsmassor från ovanförliggande nivåer och hängväggen ersätter den malmvolym som lastas ut. Detta får till följd att ortar och anläggningar tvingas förläggas till liggväggsområdet. I brytningsområdena har pulsekometermätningar använts dels för att övervaka den storskaliga stabiliteten så som hängväggsstabiliteten vid skivpallbrytning och stabiliteten i pelare mellan öppna skivpallrum men också för kontroll av uppsprickning och skjuvning av sprickplan i mer lokal skala i de kransuppborrade malmvolymerna i skivrasområdena.

På grund av den låga kostnaden för koaxialkabel kompletterades samtliga extensometerinstallationer i Oscar (skivpallområde i centrala delen av malmkroppen) med koaxialkabel. De enskilda installationerna har främst skett i hängväggarna, parallellt med malmen och i liggväggen vinkelrätt malmens strykning. Den idag mest framträdande rollen tjänar systemet som övervakningssystem i liggväggen vilken visat tecken på omfattande deformationszoner (Dahnér-Lindqvist, 1992). För det ändamålet finns idag mellan 700 och 800 m kabel installerad.

Mätningarna utförs med ett Tektronix 1502, vilket är ett batteridrivet instrument försett med oscilloskop och remsskrivare på vilken kurvformen lagras för senare bearbetning. Ett exempel på skärmpresentation och remsutskrift visas i figur 7. Den manuella hanteringen gör mätningarna tidsödande och, i de fall skjuvrörelsens storlek är av intresse blir efterbearbetningen omfattande. På grund av den omfattande efterbearbetningen och liggväggen, i vilken huvuddelen av kabelinstallationerna gjorts, stora förskjutningsbelopp har man övergått till att enbart använda systemet för lokalisering av skjuvrörelser.



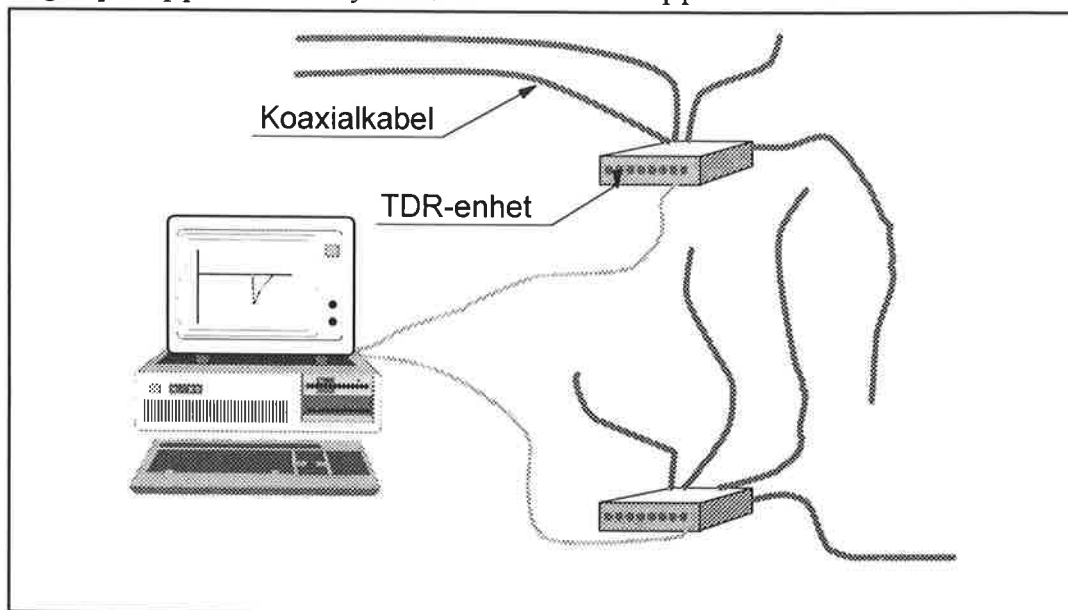
Figur 7 Exempel på bildskärms- och remsutskrift från Tektronix 1502.
(efter Tektronix, (1983))
Example of CRC photo and strip chart. (after Tektronix, (1983))

5 NU ÖPPNAS STÄNGDA DÖRRAR

Systemets fördelar i bergmekaniska applikationer har "grumlats" av den omfattande och komplicerande efterbearbetningen. Önskemålen om vidareutveckling av systemet har dels rört möjligheten till automatisering så att mätningar kan göras på flera kablar med förvalda intervall, dels att kunna utföra automatisk resultatsammanställning, lagring och utvärdering. I och med att utvecklingen successivt har övergått från analoga till digitala tekniker har detta utvecklingssteg möjliggjorts vilket redovisas nedan. På digital basis kan idag mätningsförfarandet, dokumenteringen, utvärderingen och presentationen, med påföljande larmfunktion, automatiseras till den grad som krävs för att erhålla ett effektivt och användarvänligt övervakningssystem för stora ytor/volymer.

5.1 Allmänt

Det kompletta, i figur 8 redovisade, systemet skall bestå av en central PC-dator som, via modem eller fasta länkar kopplas upp mot ett godtyckligt antal TDR-enheter (fasta pulsekometrar). TDR-enheterna placeras ut i berganläggningarna för att automatiskt sköta övervakningen av skjuvrörelser i berget på upp till åtta stycken, till enheten kopplade koaxialkablar.



Figur 8 Uppkoppling av mätsystemet med PC, TDR-enheter och kabel.
Lay-out of TDR system with PC, TDR units and antenna cable.

För varje kabel nyttjas en kanal i TDR-enheten. TDR-enhetens uppgift är att registrera skadans läge och omfattning. Även tidpunkten för registreringen noteras. Vid registreringen jämförs den registrerade kurvan med en, inledningsvis lagrad referenskurva, "nollavläsning", för att exakt kunna bedöma eventuella avvikelser. Denna jämförelse skall ske automatiskt i enheten och när en avvikelse/skjuvrörelse registreras skickar enheten den aktuella kurvformen till datorn för lagring och utvärdering. Om avvikelserna uppnått en, i förväg definierad larmgräns, skall enheten larma på det sätt användaren anser passande. Med "larmgräns" avses två olika typer av larm, amplitud- och accelerationslarm, vilka beskrivs i detalj nedan. All information som skickas till datorn skall lagras i minne för historik och förloppsanalyser.

5.2 Larm

Systemet avses hantera två typer av larm nämligen amplitudlarm och accelerationslarm. Skillnaden mellan dessa båda larmtyper beskrivs nedan.

5.2.1 *Amplitudlarm*

TDR-enheten anses mäta respektive kabel med ett visst tidsintervall och jämföra resultatet med nollavläsningen. De eventuella avvikelser som uppkommer registreras av TDR-enheten. Om den reflekterade pulsen uppnått en viss, av användaren förinställd nivå (larmgräns) skall den inbyggda larmfunktionen larma. Larminformation ska då skickas från TDR-enheten till centraldatorn via serieporten och summalarmsreläerna.

5.2.2 *Accelerationslarm*

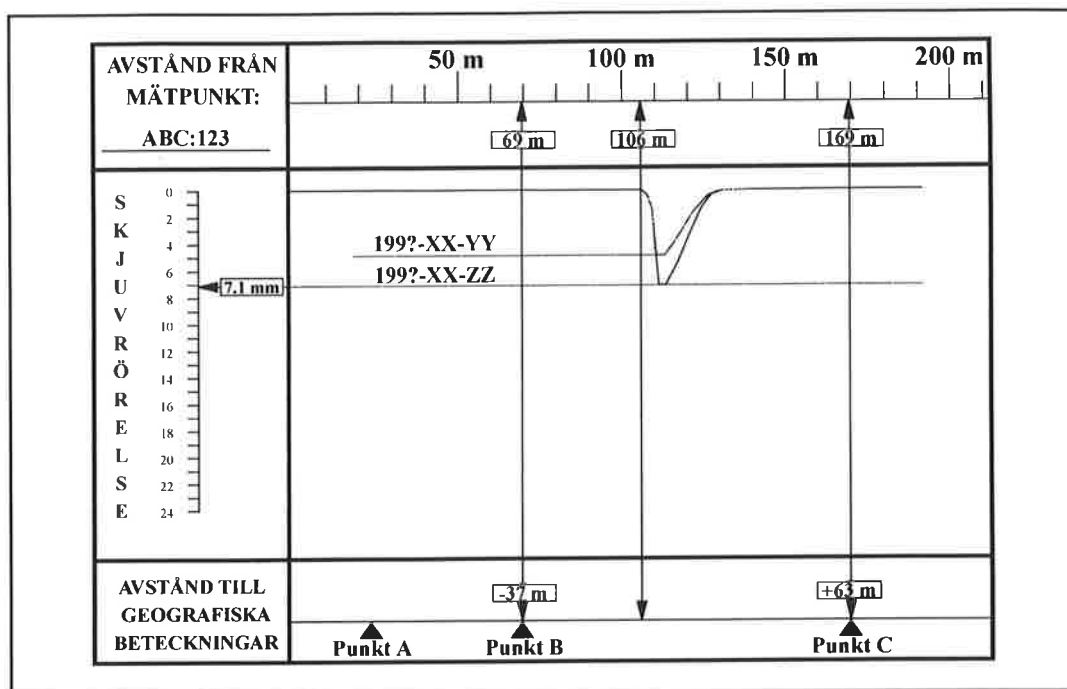
Deformationshastigheten skall automatiskt kunna följas upp och ställas mot givna larmvillkor, helt friställt från det ovan beskrivna amplitudlarmet. Enheten skall mäta med ett visst tidsintervall på respektive kabel och jämföra resultatet med den senast registrerade kurvan. Inkrementella avvikelser mellan två efter varandra utförda mätningar registreras av enheten med läge och klockslag varefter den avvikande kurvan vidareförmedlas till datorn via serieporten där kurvorna analyseras. I de fall att den registrerade skjuvrörelsen kommer ifrån en tidigare registrerat deformationspunkt och att den tid som förflutit mellan registreringarna i den punkten minskar skall datorn larma. Detta ska kunna ske innan den förinställda amplitudlarmgränsen uppnåts. För att öka säkerheten bör larmet presenteras och skickas från TDR-enheten till datorn på två skilda sätt:

1. Larmet skickas tillsammans med pulsekometerkurvorna för presentation på bildskärm med information om vilken enhet och kanal som larmar, typ av larm samt skadans läge och omfattning. Lägesangivelsen kan med fördel ske med någon typ av indikator i en förberedd plankarta på skärmen.
2. Signaler går till en larmtablå som visar vilken enhet och kanal som larmat.

5.3 *Analys*

När ett larm uppmärksammas ska man manuellt kunna analysera pulsekometerkurvorna för att bekräfta uppkommen skjuvrörelse. Då presenteras kurvorna grafiskt tillsammans med geografiska beteckningar utifrån vilka man kan avgöra avståndet till skadan från befintliga fixpunkter. Kurvor från flera mättillfällen ska kunna hämtas ifrån datorns bibliotek och läggas ovanpå varandra för t. ex. förloppsanalyser eller jämförelse med aktuell kurva. I analysdelen visas även skjuvrörelsens storlek uttryckt i mm.

Ett förslag till en sådan skärmbildspresentation kan ses i figur 9. En annan typ av geografisk larmpresentation kan vara att larmet visas på skärmen i en, i förväg definierad kartbild.



Figur 9 Skärmbildspresentation av flera kurvor med geografiska referenser.
On screen presentation of multiple curves with geographical referenses.

Det skall även gå att till analysdelen hämta in aktuell kurva ifrån utvald enhet utan att det skett något larm.

5.4 Lagring

Innan systemet tas i bruk måste referenskurvor, som visar hur kabeln ser ut inledningsvis lagras undan både i enheten och datorn. Det är dessa referenskurvor som de aktuella kurvorna jämförs med varje gång enheten gör en mätning. När sedan systemet används lagras enbart de kurvor som avviker ifrån referenskurvan. Datorn lagrar samtliga dessa kurvor medan TDR-enheten enbart lagrar den senaste avvikande kurvan från respektive kanal.

De i datorn lagrade kurvorna används vid accelerationslarms funktionen och i syfte att erhålla en förloppsanalys. De kurvor som lagras i TDR-enheten används för registrering av skjuvrörelse och amplitud-larmfunktionen.

6 SAMMANFATTNING

Pulsekometermätning eller TDR-mätning är en metod som ursprungligt utvecklades för felsökning av elektriska ledare. En elektrisk puls skickas in i den kabel som skall granskas. När pulsen når ett ställe med avvikande impedans så som ett avbrott, en kortslutning eller en klämskada (vilken minskar avståndet mellan ytter- och innerledaren), reflekteras en del av pulsen tillbaka till utgångsläget. Avståndet till avvikelserna är proportionellt mot tiden som åtgår för pulsen att färdas kabeländen-skadestället under antagandet om att pulsen färdas med konstant hastighet i kabeln. Om kabeln, i ett borrhål eller längs en bergprofil, är fastcementerad till berget kommer en skjuvrörelse tvärs kabel att tillfoga kabeln motsvarande skada vilken kan lokaliseras och storleksvärderas med TDR.

Under åren 1985-1987 initierade LKAB ett examensarbete rörande den bergmekaniska applikationen av pulsekometermätningar och utförde ett stort antal laboratorietester med pulsekometer. Skjuvtester med den mest lovande kabeln visade att det var möjligt att utvärdera skjuvrörelsens storlek utifrån den uppmätta reflektionens amplitud. Pulsekometern användes till att börja med flitig för både lokalisering och storleksmätning av skjuvrörelser. På grund av den omfattande och tidsödande efterbearbetningen har mätinsatserna numera övergått till att enbart omfatta lokalisering. Den tekniska utvecklingen har emellertid möjliggjort automatisk mätning och utvärdering med flera pulsekometrar som styrs av en central PC. Varje pulsekometer sköter övervakningen av upp till åtta stycken kablar. Ett sofistikerat larmsystem ger information om registrerade förändringar på det sätt som användaren finner lämpligast.

7 REFERENSER

Dahnér-Lindqvist, C., (1992) "Liggväggstabiliteten i Kiirunavaara - Footwall stability in Kiirunavaara", Bergmekanikdagen 1992, sid. 37-52, Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm 1992.

Dowding, C. H., M. B. Su och K. O'Connor, (1989) "Measurement of Rock Mass Deformation with Grouted Antenna Cables" i *Rock Mech. and Rock Eng* 22, 1-23, Springer-Verlag 1989

Israelsson, J., (1986) "Pulsekometermätning på ingjutna koaxialkablar - En teknik för övervakning av rörelser i berg", Examensarbete 1986:022E, Avd. för Bergmekanik, Högskolan i Luleå 1986.

Israelsson, J., U. Mattila och K. Havnesköld (1989) ``PROJEKT OSCAR - Gruvbrytning, stabilitet, bergförstärkning och bergmekaniska mätningar'', G2000 90:03, LKAB utr. 89-758

Tektronix, (1983), ``TDR for Cable Testing'', Tektronix, Inc. 1983.

SUMMARY

TDR (Time Domain Reflectometry) is a method of pulse-echo testing for locating faults in electrical transmission lines. An electrical pulse is applied to one end of the cable being tested. When the pulse reaches an impedance discontinuity, such as a short circuit, a termination, or even a dent (a change in the distance between the outer and the central conductor), a portion of the pulse is reflected back to the beginning of the cable. Assuming a constant pulse propagation velocity, the distance to the discontinuity is proportional to the elapsed time between initiation of the pulse and arrival of the reflection. If a cable is cemented to the rock throughout its length in a drill hole or along a drift, a shearing displacement in the rock should create a corresponding physical discontinuity in the cable which is detectable with the TDR technique.

In 1985, LKAB initiated a master thesis concerning the application of TDR to rock mechanics. In addition, a large number of laboratory shear tests on cables were conducted while measuring with the TDR. The shear tests of the most promising type of cable showed that it was possible to evaluate the magnitude of shear displacement from the amplitude of the measured reflection. The TDR initially was extensively used in the Kiirunavaara mine to start with but the measurements were time-consuming and the lack of a practical information storage system made it somewhat impractical. However, today's technology has made it possible to perform measurements and evaluations automatically with several TDR's, controlled by a central PC. The TDR's will be able to measure up to eight cables each, and a sophisticated alarm system will provide user-defined information about indicated electrical anomalies.

FÖRBÄTTRAD NEDÅTGÅENDE IGENSÄTTNINGSBRYTNING (NIB) I GARPENBERG

Improved Undercut-and-Fill Mining at the Garpenberg Mine

*Anders Fredriksson, ADG Grundteknik AB
Sten Strömberg, Boliden Mineral AB*

INLEDNING

Malmen i Garpenberg bryts med nedåtgående igensättningsbrytning, NIB. Detta innebär att man bryter ut 5.0 m höga horisontella skivor i den brantstående malmen och återfyller brytningsrummet med cementstabiliserad anrikningssand när malmskivan är utbruten. Nästa malmskiva bryts under denna cementstabiliserade fyll, som då bildar taket i brytningsrummet. Brytningen sker således skivvis nedåtgående.

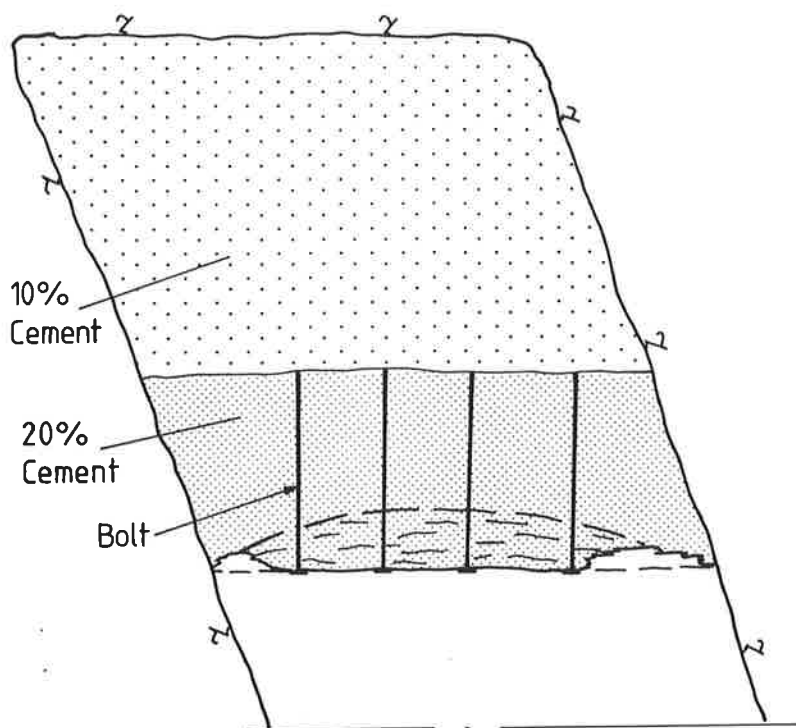
Nedåtgående igensättningsbrytning används där malmens hållfasthet är så låg att förstärkning av malmen, som bildar tak i konventionell uppåtgående igensättningsbrytning, antingen blir tekniskt för svår eller medför väsentligt högre kostnader än NIB.

NIB infördes i Garpenberg 1974 som huvudbrytningsmetod. Produktionen uppgår till ca 300 kton/år.

I två föredrag vid Bergmekanikdagen 1990 redogjordes för fältundersökningar och modellstudier av nedåtgående igensättningsbrytning i Garpenbergsgruvan. Undersökningarna gav följande slutsatser:

- Fyllskivan fungerar som en fribärande balk över hela malmbredden och belastas bara med sin egenvikt.
- Den viktigaste begränsningen för NIB är låg deformationstålighet hos fylltaket mot konvergens. I smala sektioner medför den takproblem i form av uppspjälkning och takras, se figur 1. En ökning av fyllens hållfasthet skulle inte avhjälpa dessa problem.
- Sidoväggar i brytningsrummet som består av malm eller sidoberg fungerar som upplag. Sönderbrytning av dessa sidoväggar kan medföra takproblem i både smala och breda områden. Effektiv förstärkning är nödvändig.

I Garpenberg förväntas konvergens öka med brytningsdjupet, varför det är nödvändigt att utveckla och åtgärda de problem man hade med NIB. I nedanstående föredrag



Figur 1. Brott i fylltak på grund av konvergens i smal sektion.
Failure of a fill roof due to convergence in the narrow sections.

beskrivs den utveckling och de erfarenheter som erhållits efter 1990. Utvecklingen har inriktats i huvudsak på följande mål:

- förbättra fylltakets deformationstålighet
- förbättra fyllens kvalitet, dvs minska spridningen i egenskaper
- minska cementförbrukningen
- ökning av fyllmaterialets deformationstålighet

Det framtida behovet är att fylltaket skall klara 200 mm konvergens över en malmbredd av 5 m. Dvs brotttöjningen måste vara 4 procent. Två möjligheter att förbättra fylltakets deformationstålighet finns, dels att öka själva fyllmaterialets förmåga att tåla stora töjningar eller att införa en speciell zon i taket där konvergens kan tas upp utan att förorsaka brott i fylltaket.

Omfattande undersökningar har under åren genomförts för att utveckla ett fyllmaterial som kan tåla stora töjningar. Emellertid var de förbättringar som uppnåddes inte tillräckliga för att klara målet med en brotttöjning av 4 procent hos fyllmaterialet. Istället utvecklades och testades konceptet med en deformationszon i fylltaket.

DEFORMATIONSZON I FYLLTAKET

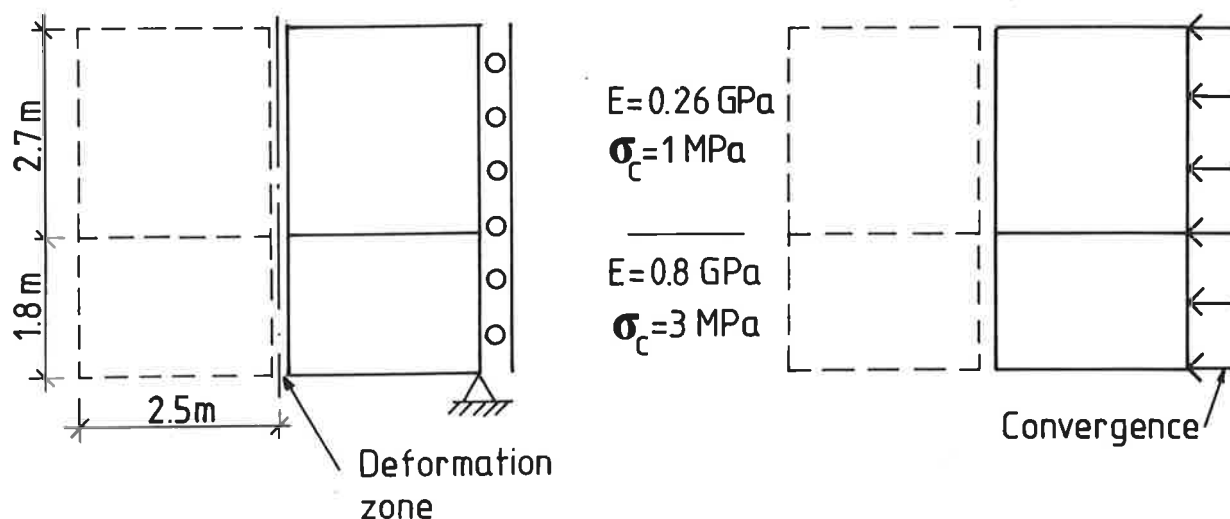
Krav på deformationszonen

Deformationszonen i taket skall kunna deformeras mycket vid en tryckspänningsnivå som är tillräckligt hög för att förhindra dragspänningar i fylltaket men tillräckligt låg för att förhindra tryckbrott i fyllmaterialet. Dessutom får deformationszonen inte ge upphov till töjningar i vertikalled när den trycks ihop i horisontalled. Sådana töjningar i vertikalled ger upphov till horisontal uppsjälkning av fylltaket.

Numerisk modellering

För att undersöka effekten av en deformationszon i det stabiliserade fylltaket och för att undersöka lämpliga materialegenskaper hos deformationszonen utfördes numerisk modellering med finita element metoden. Deformationszonen placerades centriskt i den återfyllda orten. Bara halva orten modellerades, se figur 2. Tre material med olika egenskaper testades i den numeriska modellen. Alla material hade en enaxlig tryckhållfathet av 0.4 MPa. De olika materialen hade följande egenskaper:

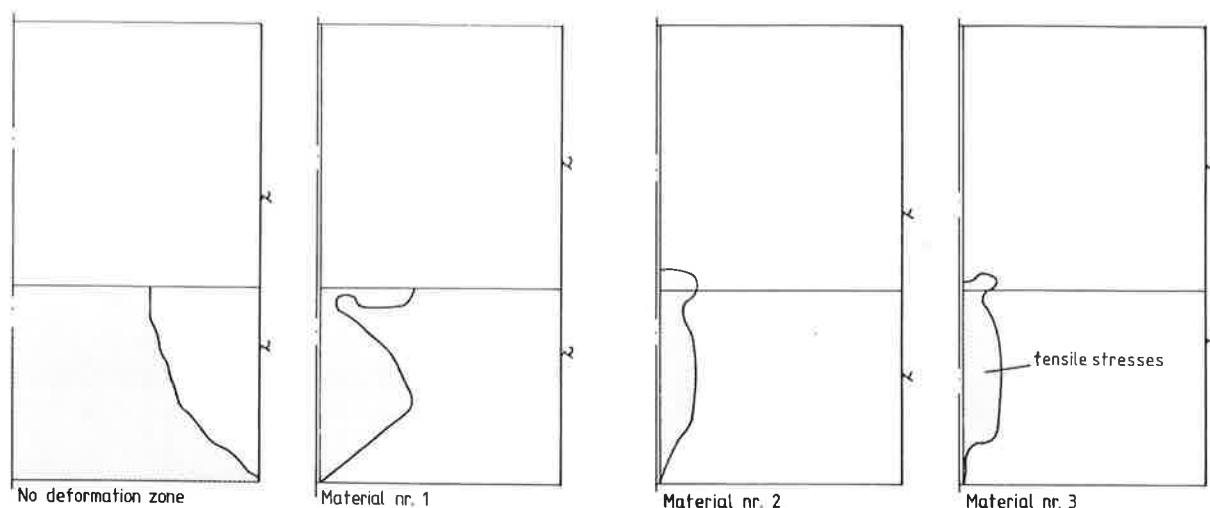
- | | |
|------------|---|
| Material 1 | Elasto-plastiskt material med konstant volym efter plasticering. Plasticeringen beskrivs med en friktionsvinkel och kohesion. |
| Material 2 | Elasto-plastiskt material med bara kohesion och nolltöjning i den minsta huvudspänningens riktning efter plasticering. |
| Material 3 | Elasto-plastiskt material med Poisons tal lika med noll och ingen töjning i den minsta huvudspänningens riktning efter plasticering. Plasticering sker när störst huvudspänningen är lika med 0.4 MPa |



Figur 2. Numerisk modell av fylltaket.
Numeric model of fill slab.

De numeriska simuleringarna med material 2 och 3 gav den mest gynnsamma spänningsfördelningen i fylltaket vid en given konvergens. I figur 3 visas utbredningen av zonen med dragspänningar vid en konvergens av 10 mm över orten.

Resultatet av den numeriska modelleringen visade att materialtyp 3 hade lämpliga egenskaper för en deformationszon i ett stabiliserat fylltak.



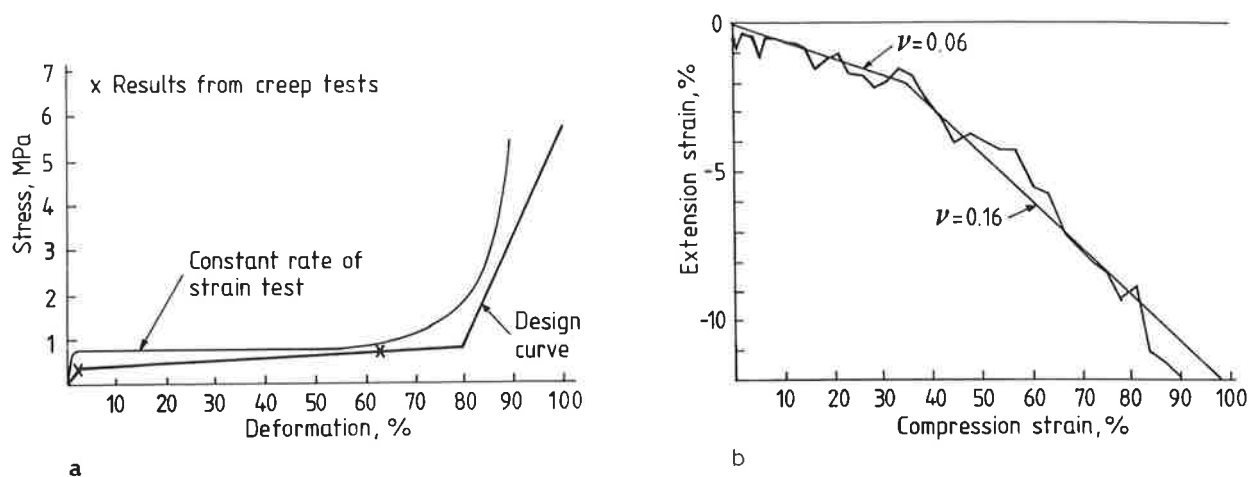
Figur 3. Utbredning av zoner med dragspänningar.
Extent of the zones with tensile stresses.

Laboratorieundersökningar

En serie av laboratorieundersökningar utfördes på olika material för att hitta ett material med egenskaper liknande det ideala materialet (typ 3). Konstanta deformationsförsök, relaxationsförsök och krypförsök utfördes. Ett isoleringsmaterial av styren plast visade sig ha egenskaper mycket lika det ideala materialet 3 i den numeriska modelleringen. I figur 4 visas uppmätta spänning-deformationskurvor hos det slutligen utvalda materialet. Efter en kompression av ca 2 procent förblir spänningen konstant upp till en kompression av mellan 70 - 80 procent, se figur 4 a. Därefter ökar spänningen raskt. Poisson's tal är mycket litet upp till ca 40 procent kompression och därefter måttligt, se figur 4 b. Det är möjligt att konstruera deformationszoner med erforderlig tjocklek i 50 mm steg med det kommersiellt tillgängliga materialet.

Fullskaleförsök

För att testa konceptet med en deformationszon i det stabiliserade fylltaket utfördes ett välinstrumenterat fullskaleförsök på nivå 520 m i gruvan. Tjockleken på deformationszonen valdes till 50 mm. Malmkroppen hade en bredd av 5 m i testområdet, på en sträcka av ca 20 m infördes en deformationszon mitt i orten som återfylldes med cementstabiliserad fyll, se figur 5. En konvergens av ca 40 mm kunde förväntas efter uttag

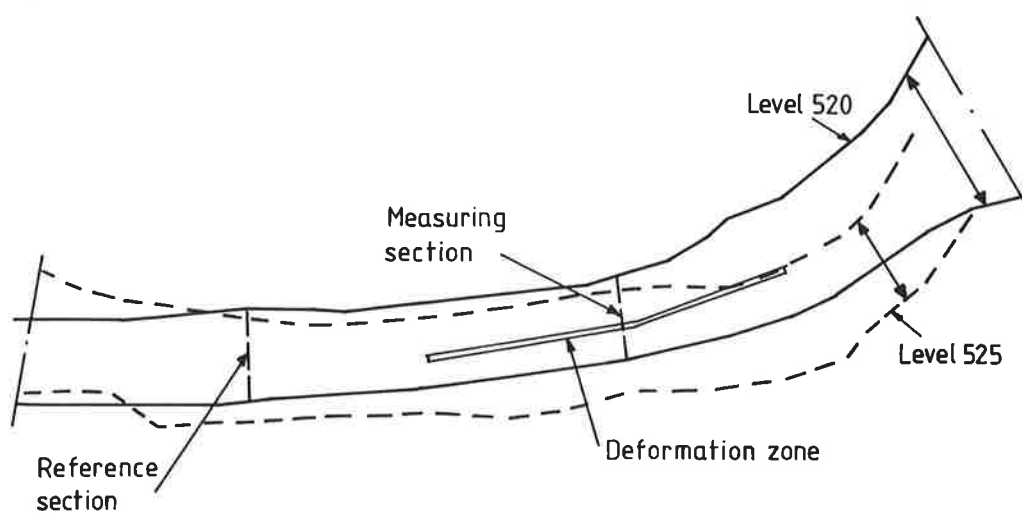


Figur 4. Resultat av laboratorieförsök

- (a) Spänning-deformationskurva för deformationszonen
- (b) Förhållandet mellan kompressionstöjning och tvärtöjning.

Results of laboratory tests

- (a) Load-deformation curve for the deformation zone
- (b) Relationship between compressive strain and lateral extension strain (Poisson effect).

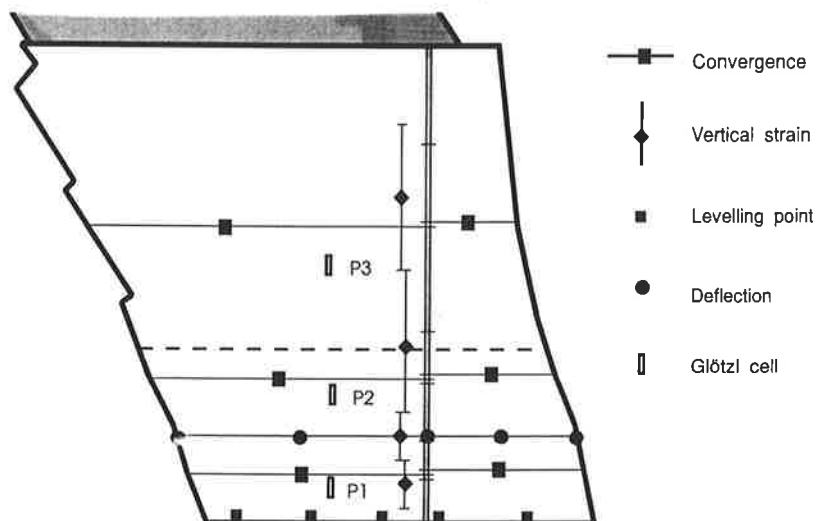


Figur 5. Plan över testområdet.
Plan view of the test area.

av malmen.

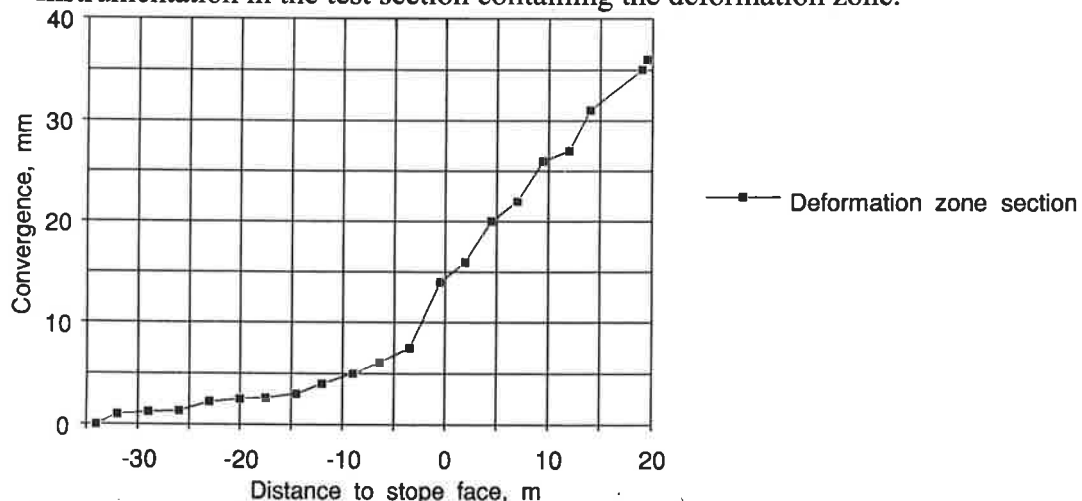
Två sektioner instrumenterades en i området med deformationszonen och en referenssektion i området utanför testområdet. Instrumenteringens utformning visas i figur 6.

I figur 7 visas konvergensens utveckling över fyllskivan när underliggande malm bryts ut. Konvergenshastigheten var låg till dess att brytningsfronten hade passerat mätsektionen, därefter ökade den markant. Mätningarna i sektionen med deformationszonen visar att den totala konvergensen, ca 40 mm, togs upp i deformationszonen, se figur 8.



Figur 6. Instrumentering i testsektionen med deformationszon.

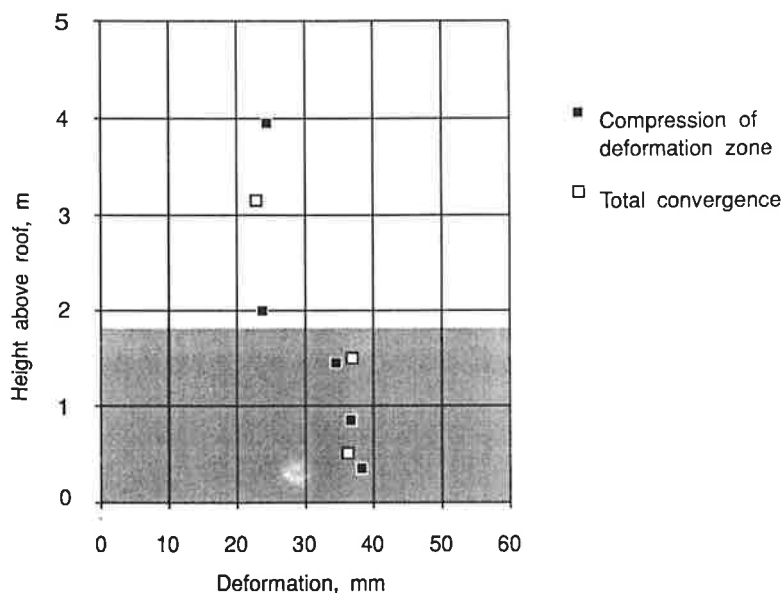
Instrumentation in the test section containing the deformation zone.



Figur 7. Konvergens mellan häng- och liggvägg förorsakad av brytning av underliggande malm.

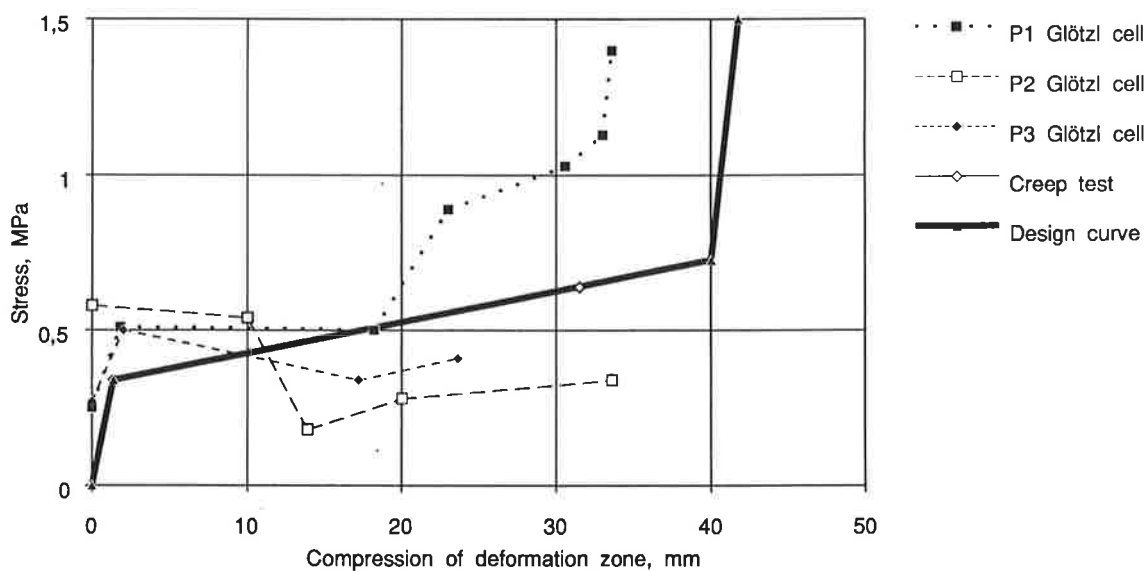
Convergence between the hangingwall and footwall due to mining of the ore underneath the fill.

Spänningsökningen i fyllskivan med deformationszonen styrdes av zonens egenskaper. I figur 9 jämförs uppmätta spänningar i fyllen med laborietesterna på deformationszonen. Som framgår av figuren är uppförandet i fält lika det som erhöles i laborieför-söken.



Figur 8. Jämförelse mellan konvergens och uppmätt kompression av deformations zonen.

Comparison of the convergence between the hangingwall and the footwall with the measured compression in the deformation zone.



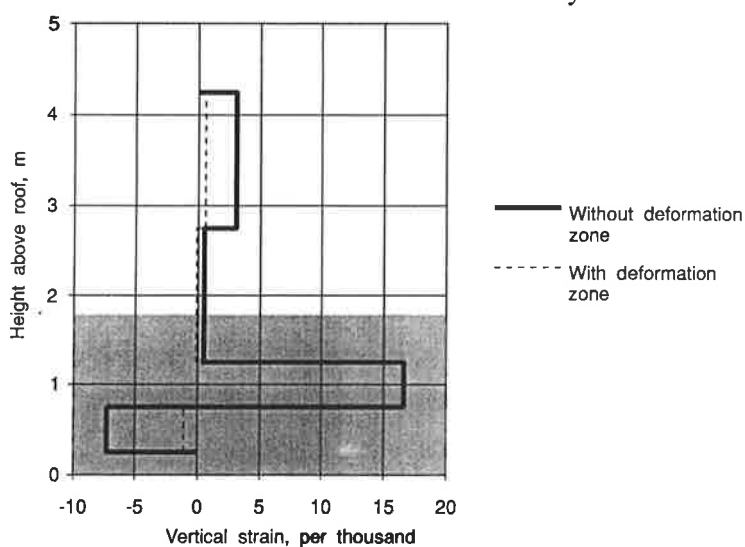
Figur 9. Utveckling av spänningarna i fyllen.

Development of stresses in the fill.

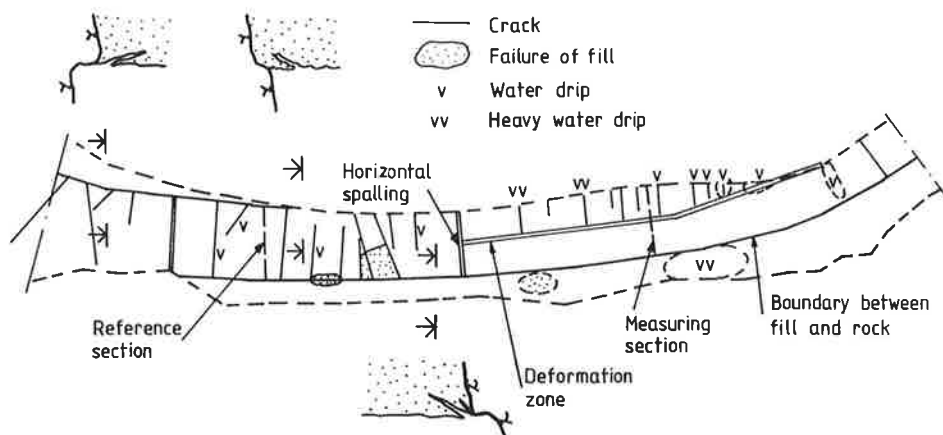
Töjningen i vertikalled i den cementstabiliserade fyllen är betydligt lägre i sektionen med deformationszon än i referenssektionen, se figur 10. Den stora töjningen (16 promille) i referenssektionen beror troligen på uppspjälkning av den siktade fyllen.

Mätning av de vertikala deformationerna genom avvägning visade att en del av skjuvdeformationen över fyllskivan togs upp i deformationszonen.

Visuella observationer av fyllskivan med deformationszon visade inga tecken på brott i fylltaket. Det enda som observerades var vertikala sprickor vinkelrätt mot ortens längd-axel. I referensområdet kunde uppspjälkning och öppna sprickor iakttagas i fylltaket, se figur 11. Bultarna förhindrade nedfall av den sönderbrutna fyllen.



Figur 10. Jämförelse mellan mätt vertikaltöjning i sektion med deformationszon och utan deformationszon.
Comparison of vertical strains measured in the deformation-zone section and the reference section.

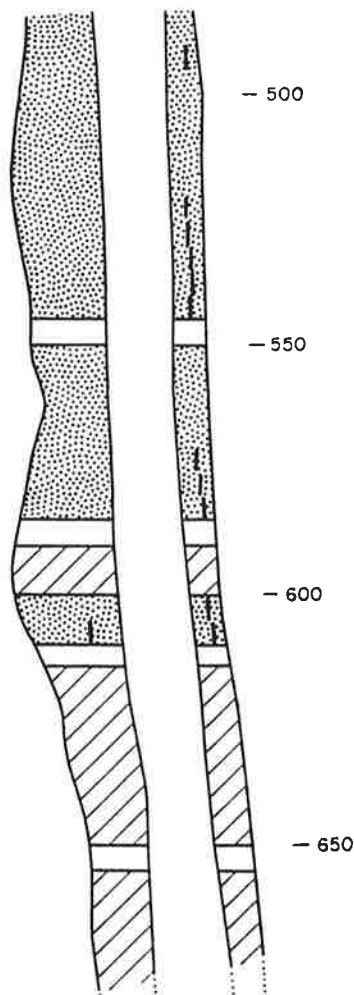


Figur 11. Observationer i brytningsrummet.
Visual observations in the test stope.

Praktiska erfarenheter

De erfarenheter som erhöles vid fullskaleförsöket har bekräftats när konceptet med deformationszon har använts i andra brytningsfronter. Upp till dags datum, jan 1994, har deformationszonen använts i tolv fyllskivor i fyra olika brytningsfronter som visas i figur 12. Bara mindre problem har förekommit när malmen har tagits ut under dessa skivor. Innan deformationszonen infördes i dessa områden förekom uppspjälkning av fylltaket och brott i fyllen. Beroende på produktionskrav återfylldes en del områden så fort att någon deformationszon inte kunde installeras. Detta innebar vanligen att när nästa skiva togs ut fick man stora problem med fylltaket.

Om deformationszon skall installeras och i så fall hur tjock den ska vara beror på den förväntade konvergensens storlek. Uppskattning av den förväntade konvergensens storlek är inte lätt även när mätningar utförs vid i brytningsrummen.



Figur 12. Vertikal section genom malmkroppen som visar brytningsrum med deformationszon.

Vertical section across the orebody showing stopes with deformation zones.

FÖRBÄTTRING AV FYLLENS EGENSKAPER

Undersökning av spänningarna och fyllens egenskaper i fyllskivor med varierande bredder visade att cementförbrukningen skulle kunna minskas med bibehållen eller till och med ökad stabilitet hos fyllskivan. Följande åtgärder skulle ge besparingar:

- införande av individuell dimensionering av fyllskivorna för varje brytningsfront med hänsyn till malmbredd och förväntad konvergens
- förbättring av hållfasthet och deformationsegenskaper hos fyllen genom att förändra dess kornstorleksfördelning
- förbättring av fyllens kvalité och spridning i egenskaper genom att optimera vatteninnehållet i fyllen.

Laboratorieförsök

Egenskaperna hos den cementstabiliserade fyllen beror på dess cementinnehåll, dess vattenhalt och på kornstorleksfördelning hos den anrikningssand som används. De viktigaste mekaniska egenskaperna hos fyllen är dess enaxliga tryckhållfasthet, σ_c , dess elasticitetsmodul, E , och töjningen vid brott, ϵ_F .

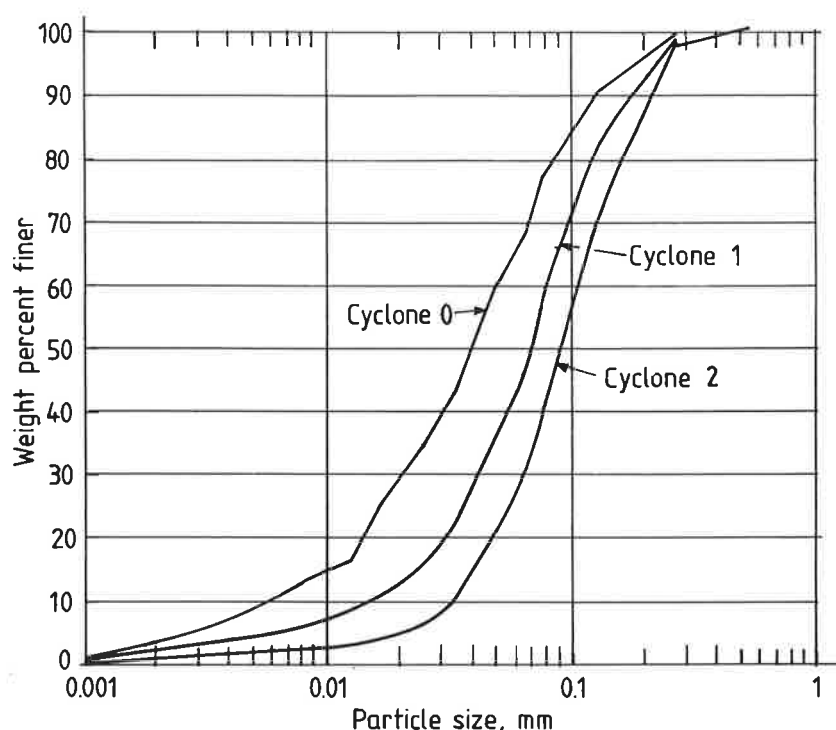
Följande faktorer bestämmer erforderliga egenskaper hos fyllen i Garpenberg:

- fyllen skall transporteras genom det existerande rörsystemet i gruvan, från fyllstationen på ytan till brytningsfronterna på nivå 170 m till 650 m. Med nuvarande kornstorleksfördelning måste vattenhalten vara åtminstone 26 viktsprocent för att fyllen skall få bra flytegenskaper
- om fyllen innehåller mer än 30 procent vatten sker separation och skiktbildningen i fyllen blir stor
- den enaxliga tryckhållfastheten hos fyllen i bottenplattan in situ måste vara åtminstone 3.0 MPa
- töjningen vid brott måste vara åtminstone 5 promille
- kornstorleksfördelningen hos sanden kan ändras i viss utsträckning genom att använda oavslammad eller delvis avslammad sand. Den sand som använts tidigare kallas cyklon-2 sand eftersom den passerat två cyklonbatterier, se figur 13.

För att bestämma inverkan av cementhalt och kornstorleksfördelning utfördes en serie laboratorieförsök på prover med en diameter av 50 mm och en längd av 100 mm. För-

söken utfördes 28 dagar efter gjutning av proverna. Cyklon-1 och cyklon-2 sand användes.

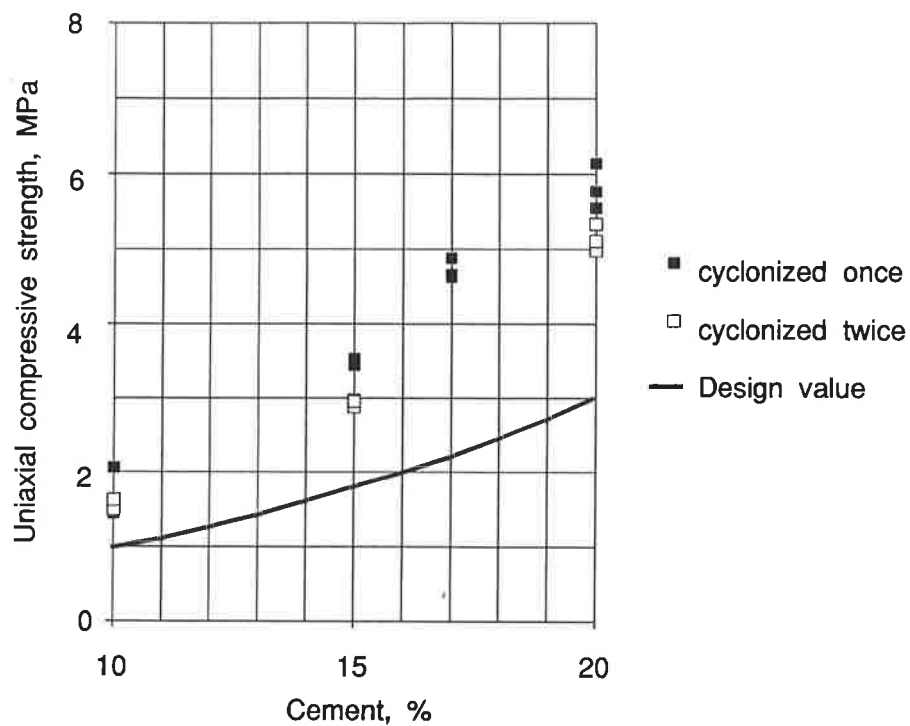
Försöken utfördes med en konstant deformationshastighet av 0.1 promille per minut. I figur 14 till 16 visas hur den enaxliga tryckhållfastheten, elasticitetsmodulen och brotttöjningen varierar med cementhalt och kornstorleksfördelningen. I figurerna visas också de valda dimensioneringsvärdena. Eftersom den enaxliga tryckhållfastheten in situ beror på belastningshastigheten och inhomogeniteter i fält är det valda dimensioneringsvärdet lägre än vad som erhålls vid laborieförsöken. Laborieförsöken visar emellertid hur de olika blandningsrecepten förhåller sig till varandra.



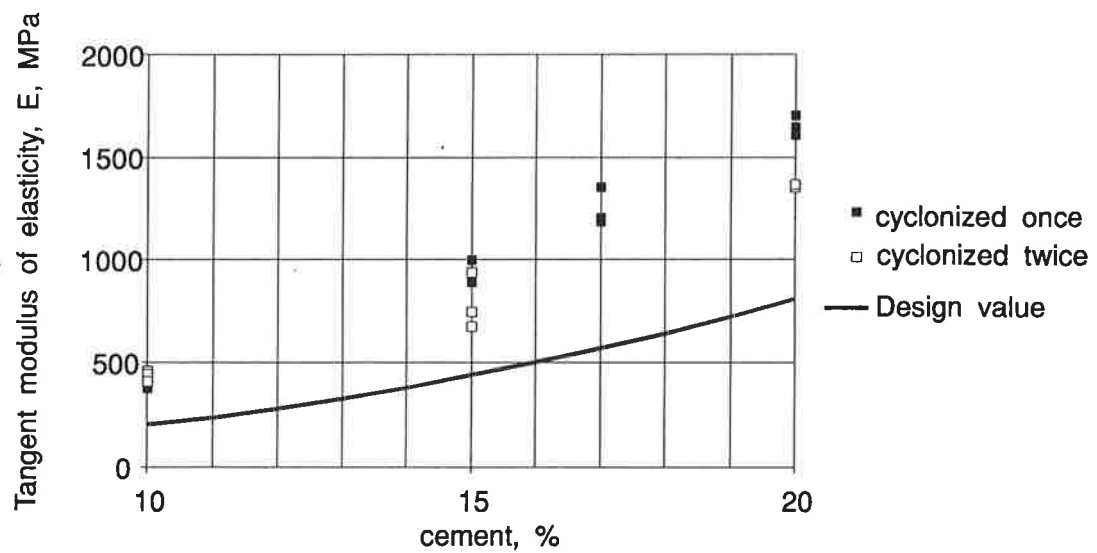
Figur 13. Kornstorleksfördelning i anrikningssanden.
Particle-size distribution of the mill tailings.

Som visas i figur 14 och 15 ökar den enaxliga tryckhållfastheten och elasticitetsmodulen med cementhalten och ökande andel fina partiklar i sanden. Töjningen vid brott ökar också med andelen fina partiklar. I figur 17 visas representativa spänning-deformationskurvor för olika cementhalter. Där visas också de valda dimensioneringskurvorna.

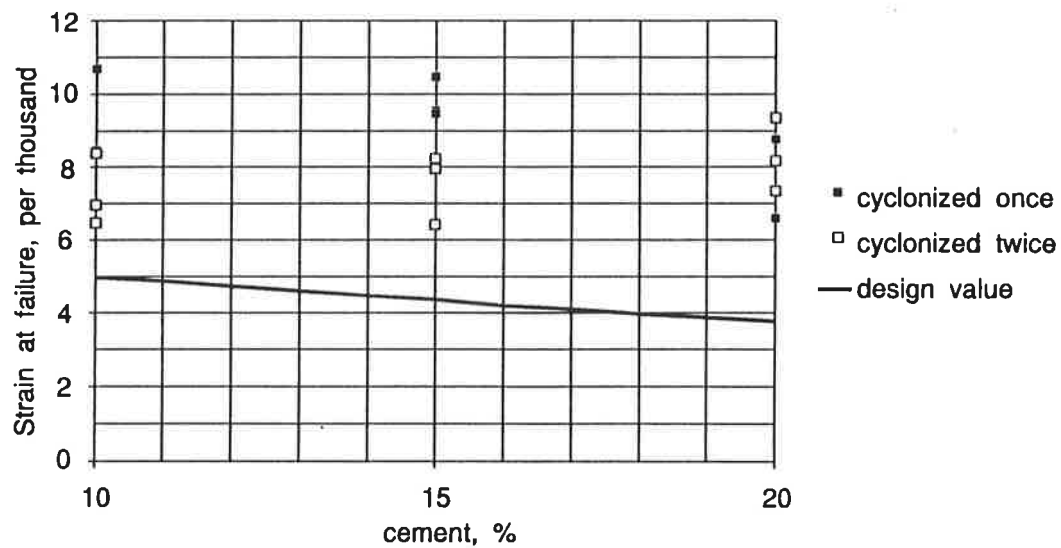
Med ledning av testresultaten valdes en cementhalt av 17 procent och cyklon-1 sand till bottendelen av fyllskivan. Till överdelen valdes en cementhalt av 9 procent. Dessa kombinationer ger en fyll med tillräcklig hållfasthet och betydligt förbättrade deformationsegenskaper.



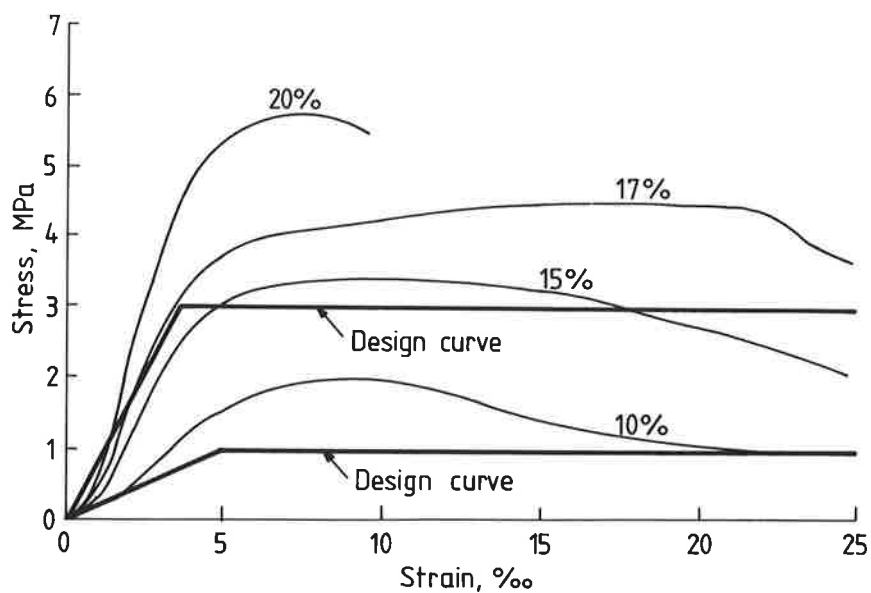
Figur 14. Tryckhållfasthetens variation med cementinnehåll och typ av sand.
Variation in compressive strength with cement content and type of tailings used.



Figur 15. Elasticitetsmodulens, E_{50} , variation med cementinnehåll och typ av sand.
Variation of Young's modulus, E_{50} , with cement content and type of tailings used.



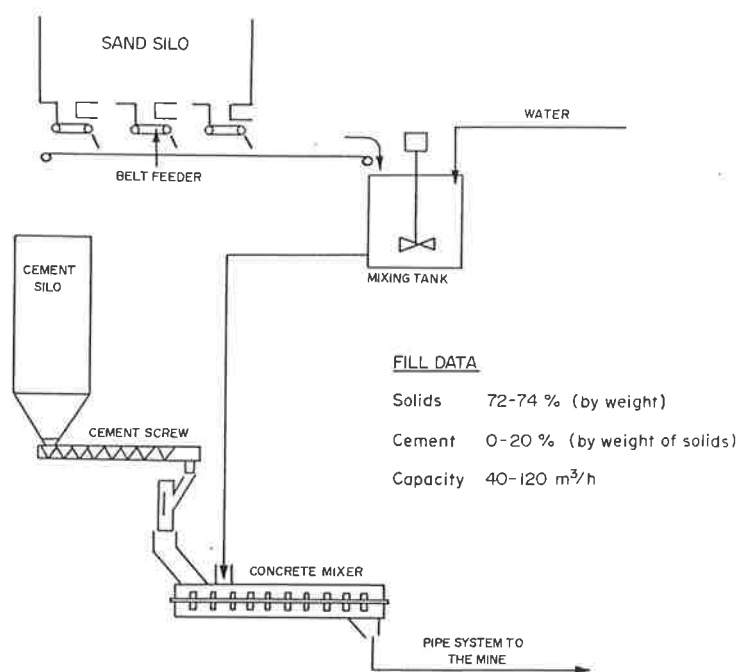
Figur 16. Brottöjningens, ϵ_F , variation med cementinnehåll och typ av sand.
Variation in failure strain, ϵ_F , with cement content and type of tailings used.



Figur 17. Representativa spänning-deformationskurvor.
Representative stress-strain curves.

Förbättring av fylltillverkning

För att kunna tillverka en fyll med hög och jämn kvalitet byggdes fyllstationen om, se figur 18. Konceptet för den nya fyllstationen innebar kontinuerlig blandning av sand och vatten till en kontrollerad densitet. Cement tillsätts i proportion till den beräknade torra vikten hos sanden. Mätning av densiteten tar hänsyn till att vattenhalten hos sanden kan variera. En kvalitetskontroll av den fyll som produceras med den nya fyllstationen visar att avvikelserna från de programmerade vatten-cement-sand förhållandena var mycket små. Separation av fyllen i brytningsrummen har minskats genom kontroll av vattenhalten och genom ett förbättrat sätt att lägga ut fyllen.



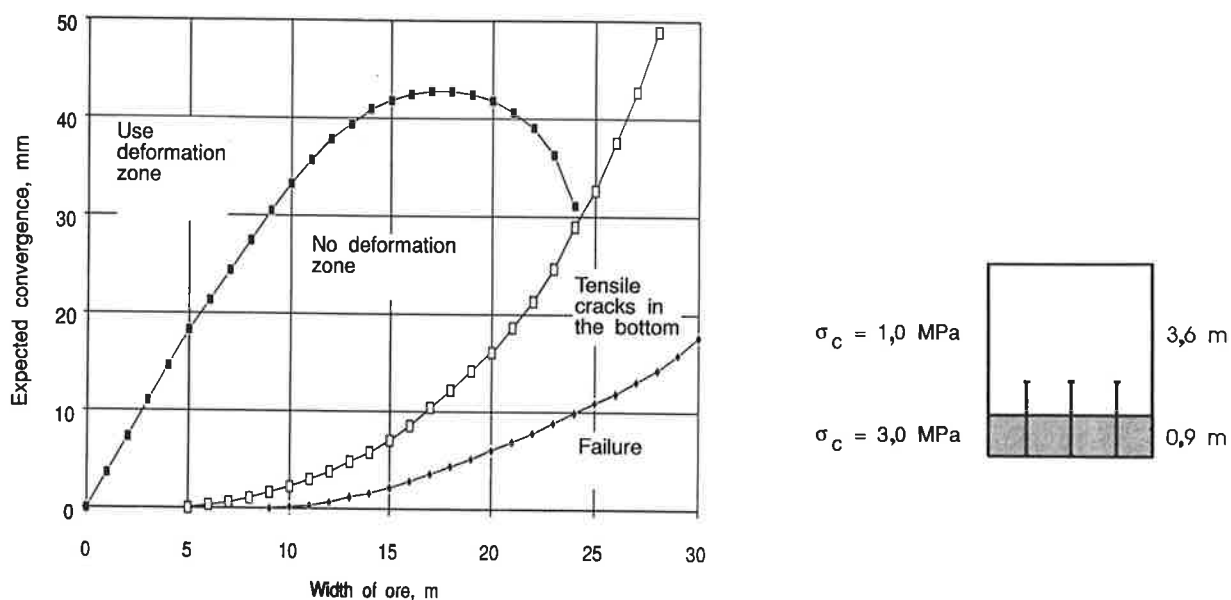
Figur 18. Systemskiss över fyllstationen.
Layout of the mine backfilling station.

Dimensionering av fyllskivan

Den traditionella fyllskivan består av en bottendel med cementhalten 20 procent och en tjocklek av 1.8 m. Denna bottendel förstärks med bultar. Överdelen av skivan har en cementhalt av 9 procent. Modelleringar och fältmätningar har visat att en fyllskiva med detta utseende kan bära över en malmbredd på mer än 20 m. Detta innebär att för smalare malmer kan skivans bärlighet minskas. På basis av dessa resultat beslöts det att införa individuell dimensionering av fyllskivorna beroende på förväntad konvergens och malmbredd för varje fyllskiva. När malmbredden överstiger 20 m bibehålls höjden på

1.8 m hos bottendelen. När malmbredden är mindre än 20 m minskas bottendelen höjd till 1.0 m. Cementhalten hos bottendelen skall vara 17 procent och i övrigt 9 procent. Delvis avslammad sand används vid fylltillverkning. Dessa åtgärder beräknas tillsammans ge en minskning av cementåtgången på mellan 20 och 25 procent samtidigt som fyllen får bättre deformationsegenskaper.

För en given geometri på fyllskivan kan behovet av deformationszon avgöras beroende på förväntad konvergens, vilket visas i figur 19.



Figur 19. Dimensioneringsdiagram för fylltak.
The fill design chart.

Införandet i gruvan

Det nya konceptet för utformning och tillverkning av fyllskivan innebär förbättringar på flera områden. Förhållandena i brytningsrummen förbättras och kostnaderna reduceras. Emellertid ökar kraven på kvalitet både vid malmbrytningen och vid återfyllning av brytningsrummen. Huvudorsaken är att den tunnare bottendelen av fyllskivan minskar marginalen för fel i utförandet.

För att säkerställa kvalitén har en manual upprättats med regler och råd hur man mäter och uppskattar vissa styrande faktorer samt checklistor för olika arbetscykler i brytningsrummen. Ansvar för olika arbetsmoment som skall utföras har också klart definierats.

I november 1992 återfylldes de första brytningsrummen enligt det nya konceptet. Två sektioner instrumenterades för att kontrollera att konceptet fungerar som planerat. Hittills har uppträdandet varit enligt prognosen och det nya konceptet har nu införts i hela gruvan.

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Utveckling av konceptet med deformationszon och dess införande i gruvan har varit lyckosamt. Det förbättrar väsentligt NIB's möjligheter att klara även stora konvergenser. Att förutsäga konvergensen mellan sidoväggarna i brytningsrummen är inte alltid lätt när väggarna är i brottillstånd. Detta behöver ytterligare förbättras. Olika typer av mätningar testas för närvarande. Konceptet med deformationszon har för närvarande bara testats under de konvergensförhållanden som råder i Garpenberg, men det har möjligheter att även klara stora konvergenser över 200 mm.

Frekvensen av brott i fyllskivan förväntas bli betydligt reducerad genom att använda denna metod. Därmed förväntas produktionskapaciteten öka och kostnaderna minska. Detta gäller även för det förbättrade beteendet hos fyllskivan som den förbättrade dimensioneringen och fyllegenskaperna medför.

Med hänsyn till brytningseffektivitet och kostnader kan följande slutsatser dras:

- I Garpenbergsgruvan bryts två malmkroppar, En med nedåtgående igensättningsbrytning och en med normal mekaniserad uppåtgående igensättningsbrytning i gynnsamma bergförhållanden. Malmkropparna bryts från samma rampsystem med samma utrustning. Skillnaden i brytningskostnad motsvarar precis kostnaden för cementen. Som påpekades tidigare förväntas cementåtgången minska i framtiden
- Brytningstempot är 50 procent högre vid NIB än vid normal igensättningsbrytning
- Inga mellanpelare avsätts vid brytning med NIB
- NIB erbjuder en möjlighet att bryta mellanpelare. Denna möjlighet undersöks för närvarande i andra av Bolidens gruvor.

REFERENSER

Fredriksson, A., Krauland, N., Stille, H. och Strömberg, S. Improved undercut-and-fill mining at the Garpenberg Mine. MINEFILL 93. Glen, H.W. (ed). Johannesburg, SAIMM, 1993.

Hässler, L. Nedåtgående igensättningsbrytning med tillämpning på gruvan i Garpenberg. Bergmekanikdagen 1990, Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo, 1990.

Krauland, N. och Tjärnlund, R. Fältundersökning av nedåtgående igensättningsbrytning i Garpenbergsgruvan. Bergmekanikdagen 1990. Stiftelsen Bergteknisk Forskning BeFo, 1990.

Krauland, N., och Stille, H. Rock-mechanics investigations of undercut-and-fill mining at the Garpenberg Mine. MINEFILL 93. Glen, H.W. (ed). Johannesburg, SAIMM, 1993.

Person, L. och Tjärnlund R. Försök med deformationszon i fyll i Garpenbergsgruvan. Intern rapport, ADG grundteknik AB, 1990.

SUMMARY

The cemented-fill roof in the undercut-and-fill (UC&F) stopes at the Garpenberg Mine is loaded by its own weight and by compression due to convergence. Roof problems have occurred in the narrow sections in recent years due to sidewall convergence, resulting in compressive strains in the fill.

The fill material itself cannot sustain the large strains. A deformable zone within the fill was developed and tested as a means of eliminating these problems, and of increasing the application range of UC&F for the increased convergence expected in the future.

A full-scale test of the method showed no spalling or failure of the fill roof. The experiences gained in the full-scale test were confirmed when the deformation-zone method was used in other stopes.

Another line of improvement was the reduction of the cement consumption by the introduction of individually designed fill slabs for each stope, depending on the ore width and expected convergence. The quality of the fill was improved by change in the particle-size distribution of tailings used and by greater accuracy in the mixing process.

. . . OCH I TEORIN

. . . and in Theory

Introduktion: Finn Ouchterlony

DEFORMATION AND FAILURE OF BRITTLE ROCKS UNDER COMPRESSION

Spröda bergs deformation och brott vid tryckbelastning

Chunlin Li, LuTH, Luleå

INTRODUCTION

Study of the failure and deformation of rock is one of the basic subjects of rock mechanics. Damage is gradually developed in a rock structure under loading until the final failure occurs. It is obvious that the damaging process directly affects the deformation behaviour of rock. The damage development in rock is always accompanied by acoustic emission (AE). Examination of AE can reveal the fracturing process in rock materials. What is the relationship between the damaging process and the deformation behaviour of rock? What are the characteristics of AE corresponding to the damage in rock? Whether can we estimate the damage using AE? In order to answer these questions, a micromechanical constitutive model for rock has been developed based on the analysis of the behaviour of microcracks, and laboratory studies of the damage development by AE techniques were carried out (Li, 1993).

In this paper, the development of the micromechanics model and the experimental results of AE tests in rock materials are introduced.

DEVELOPMENT OF THE MICROMECHANICS MODEL

Rock contains a great number of microcracks and voids. The behaviour of microcracks is of vital importance to the failure of rock. Microcracking is the main mechanism for the nonlinear deformation of rock. The behaviour of microcracks should therefore be included in constitutive laws for rock. A plenty of laboratory experiments have demonstrated that cracks propagate towards the direction of the major principal stress under compression (Brace, 1963; Kranz, 1979; Wong, 1982; Lajtai et al., 1990). Even the formation of shear faults is also associated with axial splitting of microcracks (Hallbauer et al., 1973; Gramberg, 1989). The phenomenon of axial splitting has been observed not only in laboratories but also in fields, such as the spalling failure of mine pillars. Therefore, it may be said that axial splitting is the basic mechanism of failure in brittle rocks.

A few models have been developed aiming to determine the macroscopic deformation of brittle rocks by studying the axial splitting fracture under overall compression (Costin, 1985; Moss and Gupta, 1982; Kemeny and Cook, 1987; Nemat-Nasser and Obata, 1988). They are helpful in understanding the deformation mechanism of brittle

rocks, but not all of them could generate realistic stress-strain curves. Furthermore, the post-peak behaviour has not been studied in most of the micromechanical models up to date.

With the our newly developed model, the deformation of a rock is considered in two separate stages: the pre-peak stage and the post-peak stage. In the pre-peak stage, the axial splitting dominates the process. The macroscopic deformation in this stage is composed of three components which are due to (i) the elastic response of rock matrix, (ii) the closure of open cracks, and (iii) the fracture of cracks, respectively. A new solution is obtained, based on fracture mechanics, to compute the displacement component due to the fracture of cracks. The relationships between the compressive stresses, the crack growth and the microcracking-induced deformation are analytically established.

The final failure mode of rock is either axial splitting or formation of shear faults, which depends on the material properties and the loading system. The formation of shear faults is the commonly seen mode of final failure in existence of a confining stress. With the extension of cracks in a loaded material, the failure process is gradually transferred from the axial splitting of microcracks to the shear failure which is concentrated in a narrow band. The process of shear failure is dominated by the chaotic coalescence of growing cracks. The progressive shear failure is simulated by a damage model.

In the Pre-Peak Stage

The initial opening of microcracks in brittle rocks is believed very small. The open cracks are easy to close under compression. The fracture, therefore, is supposed to initiate at the tips of initial microcracks after they has been closed. This process is illustrated in Fig. 1. Suppose that a rock block is subjected to biaxial compression. A very thin plate, the height and width of which are ΔY and ΔX respectively, is cut out from the block in the loading plane so that all initial cracks are plate-through (Fig. 1a). The assumptions made regarding the initial cracks are as follows: (1) all the cracks have an average length $2a_0$ and are perpendicular to the plate plane; (2) the cracks are uniformly distributed with respect to both the location and orientation, that is, the plate specimen is isotropic with respect to the crack distribution.

The total average strain of the specimen is the sum of three components: the strain of the rock matrix, ϵ_e , the strain due to the closure of open cracks, ϵ_c , and the strain due to the fracture of cracks, ϵ_f , that is

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_c + \epsilon_f \quad (1)$$

The strain of the rock matrix, ϵ_e , is assumed to obey the Hooke's law.

The strain component due to the closure of open cracks: The strain due to the closure

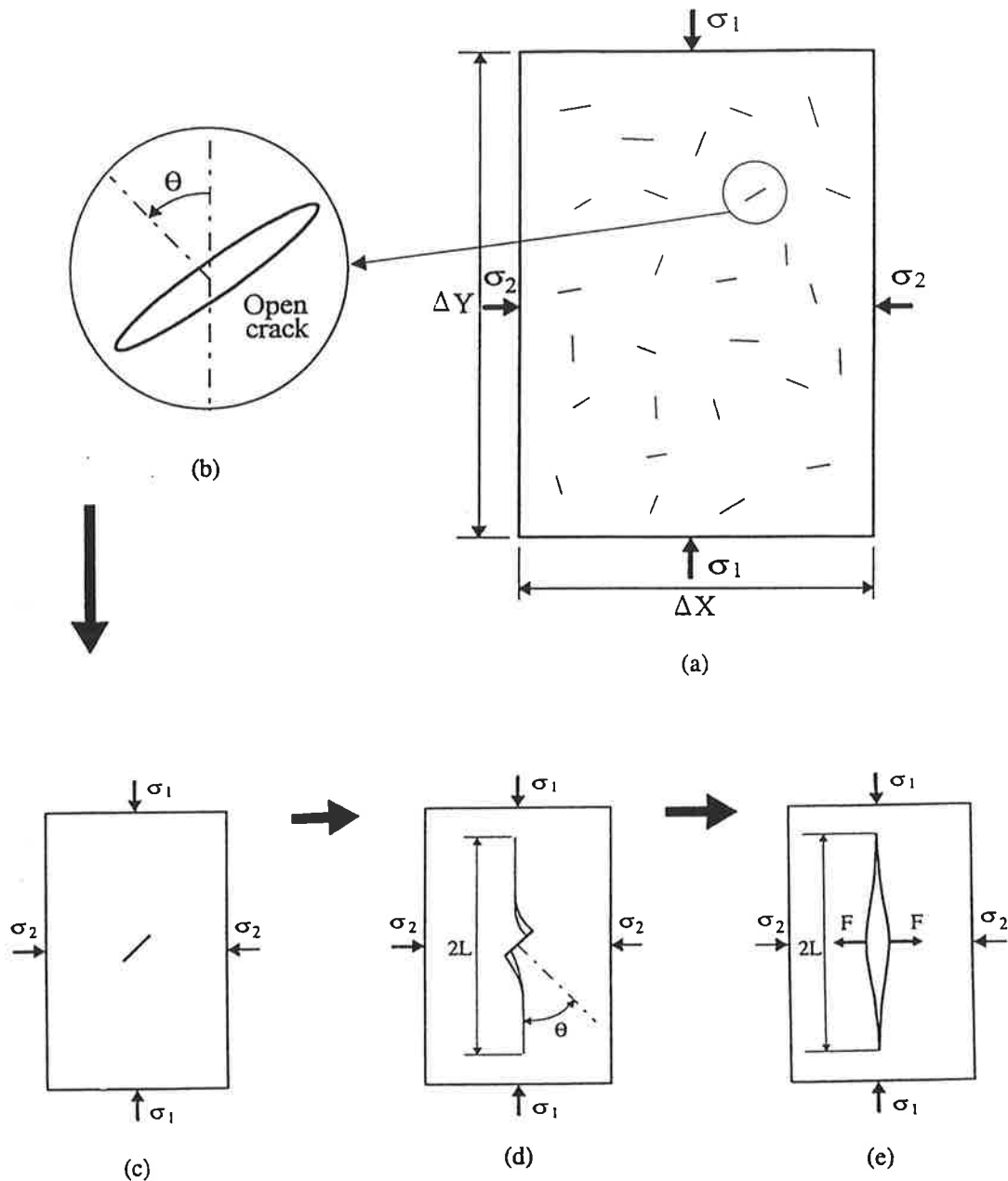


Fig. 1. (a) A 2-D specimen containing uniformly distributed cracks. (b) An elliptic open crack. (c) The elliptic crack is completely closed under compression. (d) Wing cracks are initiated and propagated in the direction of the major principal stress. (e) A crack loaded by a central wedge force.

Fig. 1. (a) En 2-D provkropp med jämnt fördelade sprickor. (b) En elliptisk öppen spricka. (c) Den elliptiska sprickan är helt stängd vid belastning. (d) Nya sprickor initieras och propagerar parallellt med riktningen för största huvudspänningen. (e) En spricka belastad av en central kraft.

of open cracks, ϵ_c , is obtained by summing up the closure of all individual cracks. Its axial and lateral components, ϵ_c^A and ϵ_c^L , can be approximately estimated by the following summations

$$\epsilon_c^A = \frac{1}{\Delta Y} \sum_{i=1}^{NY_c} D^A(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i), \quad \epsilon_c^L = \frac{1}{\Delta X} \sum_{i=1}^{NX_c} D^L(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i), \quad (2)$$

where NY_c and NX_c are the total number of open cracks in the lengths of ΔY and ΔX . $D^A(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i)$ and $D^L(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i)$ are the relative displacements of the i th open crack in the axial and lateral directions, respectively.

The strain component due to the fracture of cracks: When the initial open cracks have been completely closed (Fig. 1c), wing cracks will be initiated at their tips. The wing cracks grow towards the direction of σ_1 (Fig. 1d). The axial splitting fracture of wing cracks is tensile. The driving force for the axial splitting is a wedge force F which is induced by the external stresses σ_1 and σ_2 and exerted on the initial crack surface. The initial inclined crack with its wing cracks, therefore, can be simplified into a crack loaded by a central wedge force F (Fig. 1e). The magnitude of the central wedge force F is calculated from the stress components imposed on the initial crack surface. The crack growth is then expressed as

$$L = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{\sqrt{K_{IC}^2 + 4\sigma_2 F} - K_{IC}}{\sigma_2} \right]^2 \quad (3)$$

When the wing cracks grow, sliding has to occur along the initial crack surface. The sliding displacement u_s is decomposed into the axial and lateral components. The lateral component u^L is derived from the simplified crack shown in Fig. 1e using the theory of fracture mechanics. It takes the form of

$$u^L(\sigma_1, \sigma_2, \theta) = \frac{4}{\pi E} L^3 N^3 \left[\ln \left(\frac{L}{L_o} \right) + 1 \right] F \quad (4)$$

where N represents the traverse-crack intersections per unit length, and L_o is the initial length of the crack loaded by the wedge force.

As soon as sliding begins, dilation would occur on the sliding crack surface. The expression for the dilation d takes the form of $d = d_o(1 - e^{-\xi u_s})$, where d_o is the maximum dilation, and ξ is a coefficient describing the rate of dilation. Both of the coefficients are associated with the roughness of the crack surface. The lateral and

axial displacements caused by the sliding and dilation of an inclined crack are expressed in terms of u_s and d as

$$\begin{aligned} u^A(\sigma_1, \sigma_2, \theta) &= u_s \sin \theta - d \cos \theta \\ u^L(\sigma_1, \sigma_2, \theta) &= u_s \cos \theta + d \sin \theta \end{aligned} \quad (5)$$

The total average axial and lateral strains of the specimen, caused by the fracture of cracks, ϵ_f^A and ϵ_f^L , are calculated by the following summations:

$$\epsilon_f^A = \frac{1}{\Delta Y} \sum_{i=1}^{NY_f} u^A(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i), \quad \epsilon_f^L = \frac{1}{\Delta X} \sum_{i=1}^{NX_f} u^L(\sigma_1, \sigma_2, \theta_i), \quad (6)$$

where ϕ is the friction angle of the crack surface. NY_f and NX_f are the numbers of sliding cracks in the lengths of ΔY and ΔX , respectively.

The above equations deal with the loading process. For the unloading and reloading processes, a series of similar relations can be obtained.

In the Post-Peak Stage

In the post-peak stage, a shear fault is gradually formed. The shear failure is concentrated in a band. The contribution of the shear failure to the deformation, therefore, concentrates around the shear band, instead of all over the rock specimen. The shear failure will induce a contraction of the specimen. In order to use identical terms as in the pre-peak stage, we call the relative contraction with respect to the length of the specimen "nominal strain ϵ_s ". The total average strain of the specimen in the post-peak stage will then be composed of four components, that is,

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_c + \epsilon_f + \epsilon_s \quad (7)$$

The progressive shear failure can be represented by a faulting plane whose shear stiffness of the faulting plane, K , decreases with an increase in the shear failure (Fig. 2a). The normal of the faulting plane is inclined to the direction of the major principal stress in an angle of ψ . The development of the shear failure is hypothetically described by a simple damage mechanics model as illustrated in Fig. 2b. Let the shear stiffness of the faulting plane before any shear failure occurs be K_o , which is defined as the sum of the stiffness of all small springs ranked parallel in the damage model. The occurrence of shear failure along the faulting plane is equivalent to the breakage of a certain number of small springs in the damage model. This process is expressed quantitatively by a shear damage factor δ that is the ratio of the number of broken springs to the total number of springs included in the damage model. $\delta=0$ corresponds

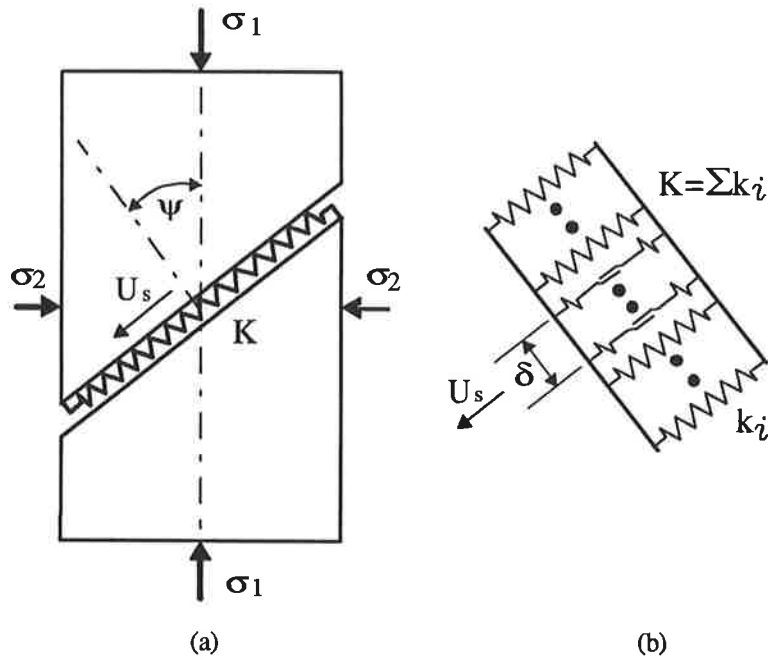


Fig. 2. Sketches showing (a) a simplified model for the faulting process, and (b) a model describing the decrease of the shear stiffness.

Fig. 2. Skissen visar (a) en förenklad modell för brottsprocessen, och (b) en modell som beskriver minskningen av skjuvstyvheten.

to no shear failure, while $\delta=1$ to the state that the shear fault has been formed through the specimen. The decrease of the shear stiffness is expressed by $K=K_o(1-\delta)$. When the specimen is loaded under a biaxial stress state (σ_1, σ_2), the slip on the faulting plane is resisted by the shear stiffness K and the frictional resistance on the faulting plane. The shear displacement along the faulting plane is then obtained from the force equilibrium as

$$U_s = \frac{\Delta X}{K_o(1-\delta)} [\sigma_1 f_1(\psi, \phi, \delta) - \sigma_2 f_2(\psi, \phi, \delta)] \quad (8)$$

where $f_1(\psi, \phi, \delta) = \cos \psi (\tan \psi - \delta \tan \phi)$ and $f_2(\psi, \phi, \delta) = \sin \psi (1 + \delta \tan \psi \tan \phi)$. The corresponding nominal axial and lateral strains induced in the specimen, ϵ_1^s and ϵ_2^s , are expressed as

$$\epsilon_1^s = U_s \sin \psi / \Delta Y, \quad \epsilon_2^s = -U_s \cos \psi / \Delta X. \quad (9)$$

In the post-peak stage, the axial stress σ_1 has to be decreased in order to obtain a stable shear failure along the faulting plane. The relationship of the shear damage

factor δ with the axial stress directly determines the softening behaviour of the specimen. It is defined as

$$\delta = \left[\frac{1}{1 - \lambda} \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_{1c} - \sigma_2} \right) \right]^\gamma \quad (10)$$

where σ_{1c} is the peak load of σ_1 . $\lambda = (\sigma_{1f} - \sigma_2) / (\sigma_{1c} - \sigma_2)$ is the ratio of the differential fault-forming stress to the differential peak stress, where σ_{1f} is the stress at which the fault is formed completely. γ represents the pattern of shear failure. $\gamma=1$ means that the stress σ_1 decreases linearly with the development of the shear failure. $\gamma < 1$ means that most of the shear failure occurs at high stress levels.

Model Simulations and Comparisons

The parameters employed in the model are listed in Table 1. They describe the properties of the rock matrix, the microcracks and the shear faulting process. Microcracks, which are the sources of failure, are of vital importance in this model. They are described by six parameters. Three of them, i.e. the crack length, the aspect ratio

Table 1 Model parameters and their values used in simulations.

Tabell 1 Modellparametrar och värden vid simulering.

	Demonstration of the model	Basalt	Tennessee marble
<i>For rock Matrix:</i>			
Young's modulus, E (GPa)	70	108	72
Poisson's ratio, ν	0.24	0.24	0.24
Fracture toughness, K_{IC} (MPa $\sqrt{m}$)	1.0	1.2	0.4
<i>For microcracks:</i>			
Average crack length, a_o (mm)	0.12	0.10	0.13
Aspect ratio, α ($\times 10^{-4}$)	1.0	0.5	0.3
Crack density, N (/mm)	15	21	17
Friction angle, ϕ (o)	30	30	30
Max. dilation, d_o (mm)	0.012	0.012	0.013
Coefficient of dilation rate, ξ	3000	3000	3000
<i>For the post-peak stage:</i>			
The fault-forming stress level, λ		0.10	0.01
Coeff. for the pattern of shear failure, γ		0.80	0.50

(crack opening / crack length), and the crack density, describe the geometry of individual cracks and the crack distribution. The other three, i.e. the friction angle, the maximum dilation and the coefficient of dilation rate, describe the properties of the microcrack surface (the friction resistance and the roughness of the crack surface).

Fig. 3 shows the simulated stress-strain curves in the pre-peak stage under uniaxial compression. The hysteresis is captured under cyclic loading. The four regions of deformation, which correspond to closure of open cracks, linear elastic deformation, microcracking and dilation, respectively, are clearly displayed on the curves. The nonlinear behaviour of the stress-axial strain curve at the beginning of loading is due to the closure of open microcracks, while the nonlinear behaviour occurring at high stress levels is due to the axial splitting of wing cracks. The hysteresis is due to the friction on closed crack surfaces.

The average complete stress-strain behaviour is simulated and illustrated in Figs. 4 and 5. Fig. 4 demonstrates the influence of the fault-forming stress level λ on the stress-strain behaviour. The shear damage factor δ increases in a parabolic form ($\gamma=0.5$) in this figure. It is seen that the behaviour becomes more ductile when the fault-forming stress level λ is increased. Fig. 5 demonstrates the influence of the pattern of shear failure on the stress-strain behaviour. When γ decreases, that is, when most of the shear failure occurs at high stress levels, the behaviour becomes more ductile and class I behaviour occurs. With the fault-forming stress level λ fixed, a critical value exists for γ , below which the specimen shows class I behaviour, while above which it shows class II behaviour.

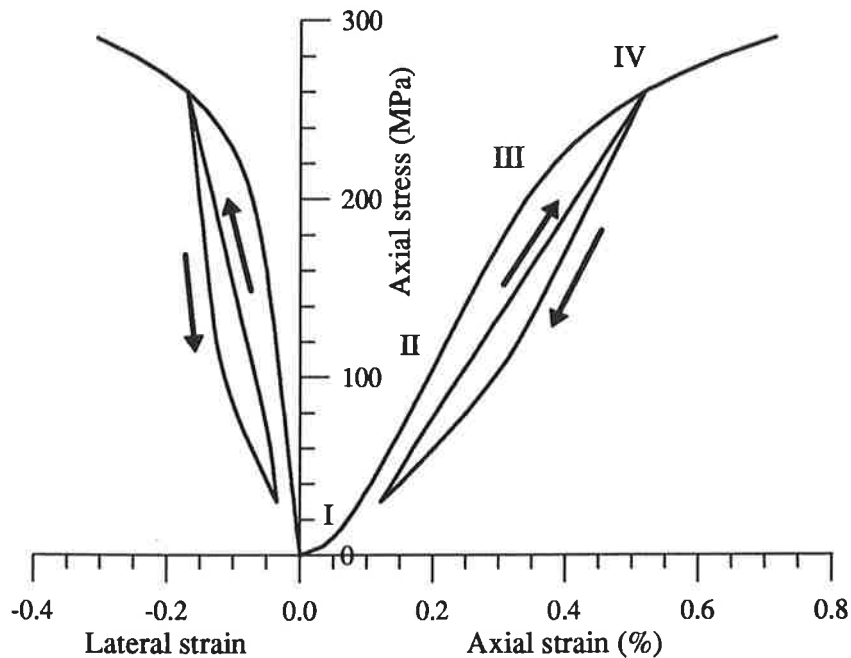


Fig. 3. Stress-axial and lateral strain curves simulated under uniaxial compression.
Fig. 3. Spänning-axiell och tvär töjningskurvor simulerade vid enaxiell belastning.

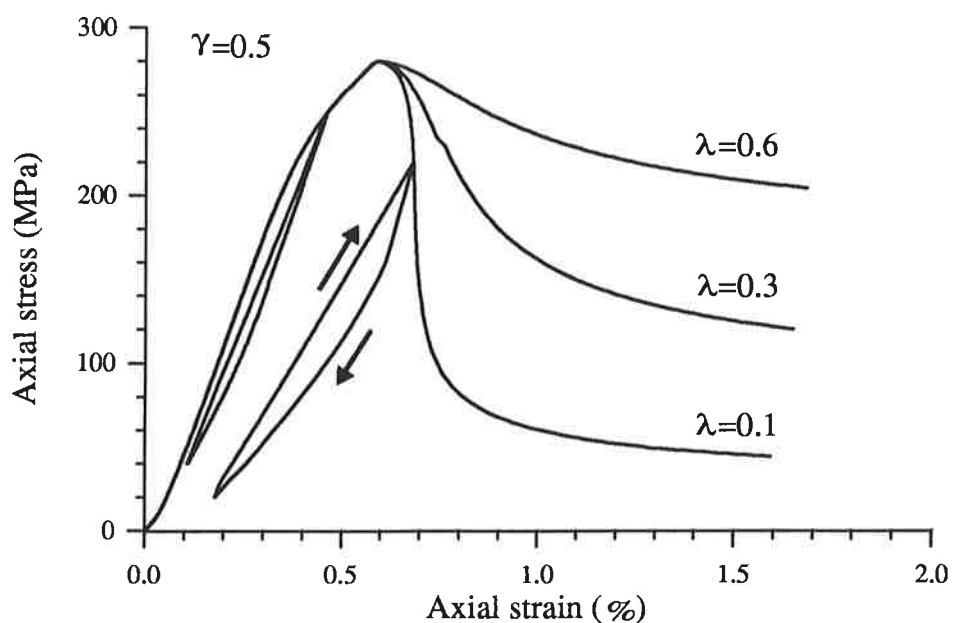


Fig. 4. Simulations of the stress-strain behaviour when the fault-forming stress level is altered.

Fig. 4. Simulering av spännings-töjnings beteendet när spänningsnivån för brott varierar.

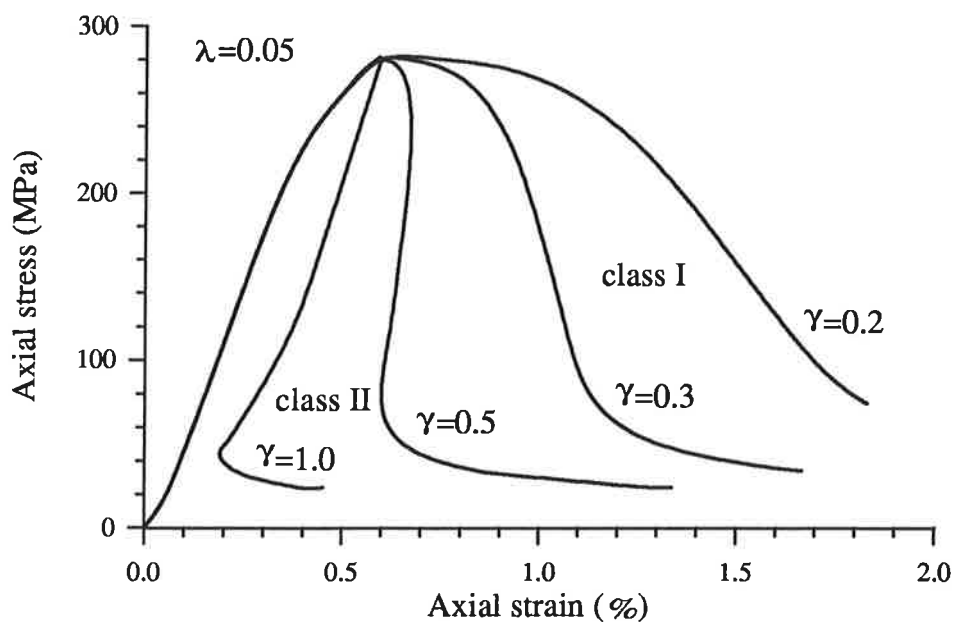


Fig. 5. Simulations of the stress-strain behaviour when the pattern of the shear failure is altered.

Fig. 5. Simulering av spännings-töjnings beteendet när mönstret av skjuvbrottet ändras.

Fig. 6 demonstrates the complete stress-strain curves of two rock specimens obtained by Wawersik & Fairhurst (1970), and the simulated results by the model. The values of the model parameters used for the simulations are listed in Table 1. In the simulations, Young's modulus can be approximately estimated from the linear segment of the curve. The crack length and aspect ratio determine the nonlinear stress-strain behaviour at the beginning of loading. The fracture toughness and the crack length directly govern the onset of the deviation of the curve from the linear segment. Coefficients λ and γ reflect the pattern of shear failure in the post-peak stage. The values of λ and γ were obtained by back-calculations to the experimental curves. λ was 0.1 and 0.01 for the basalt and Tennessee marble, respectively. This implies that the shear faults were finally formed when the stress dropped to about 10% and 1% of σ_c , respectively, for the two rocks. The data $\gamma = 0.80$ for the basalt and 0.50 for the marble means that the shear failure was developed more uniformly in the basalt than in the marble.

For a rock structure which is subjected to a far-field compression, its total axial contraction is the resultant of the axial component of the shear movement along the fault plane and the elastic expansion of the matrix material of the structure. It is clear that the elastic expansion of the matrix material is linearly related to the height of the structure. Thus, the structure height might influence the apparent stress-contraction (or average strain) behaviour. Fig. 7 illustrates the transition of the apparent stress-average strain behaviour from class I to class II due to the change of the structure height. This transition occurs when the expansion of the matrix material is larger than the axial displacement component induced by the shear failure during the unloading process. A high structure will generate a large expansion. Thus, class II behaviour is likely to occur.

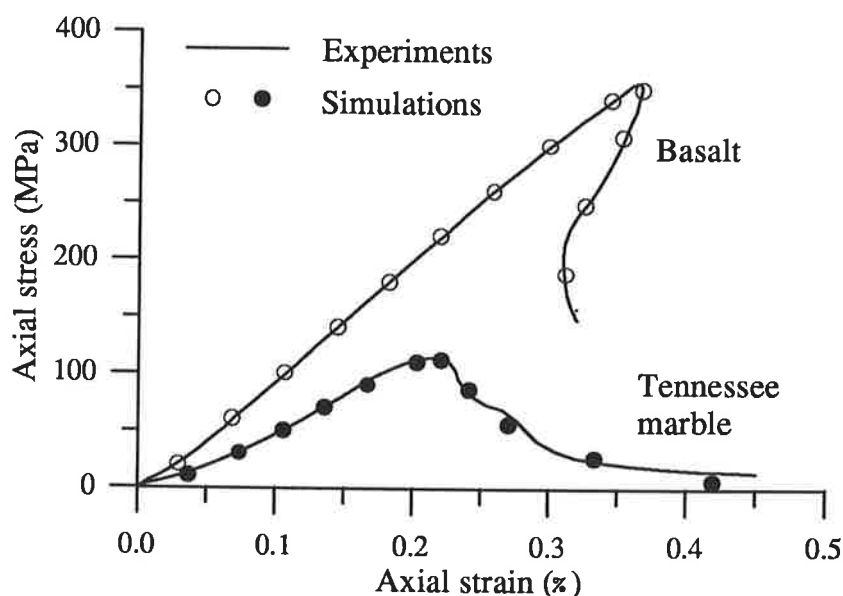


Fig. 6. Comparisons of the model simulations with the experimental stress-strain curves by Wawersik and Fairhurst (1970).

Fig. 6. Jämförelse mellan modell simulering och experimentellt framtagna spännings-töjnings kurvor gjord av Wawersik and Fairhurst (1970).

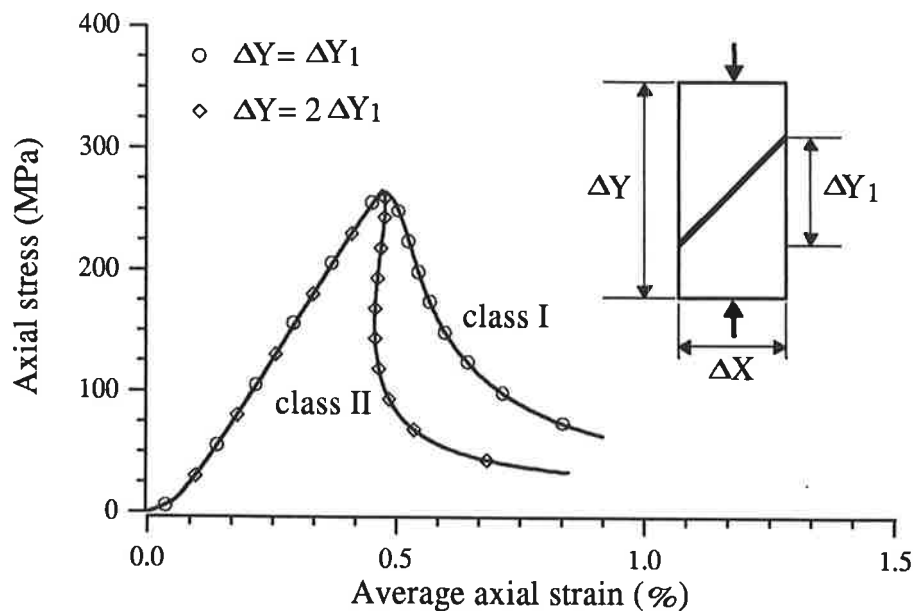


Fig. 7. Simulations of the stress-strain behaviour when the height of the sample is changed.

Fig. 7. Simulering av spännings-töjnings beteendet när provkroppens höjd ändras.

ACOUSTIC EMISSION AND THE KAISER EFFECT IN ROCKS

Acoustic emission (AE) is described as the phenomenon whereby transient elastic waves are generated by the rapid release of energy by a localised source or sources within a material. Under cyclic loading, it is observed in rocks that AE is detected only when the previously applied stress state is exceeded. This is the so-called Kaiser effect. The motivation for the study of the Kaiser effect at the beginning was to estimate geostresses (Tanimoto et al., 1978; Kurita and Fuji, 1979). No satisfactory results, however, have been reported on this subject up to date. The conclusions obtained were contradictory regarding what the stress estimated by means of the Kaiser effect represents. There are, at least, three different interpretations: (i) the historical maximum stress or the tectonic stress (Hayashi et al., 1979), (ii) the currently existing stress (Michihiro et al., 1985) and (iii) the maximum differential stress (Hughson and Crawford, 1987). It has not been reported that the three dimensional in-situ stress state has been estimated by means of the Kaiser effect. It seems that the estimation of geostresses by the Kaiser effect is conditional. The mechanism of the Kaiser effect has not been well understood so far.

In describing brittle rocks where deformation and failure are due to the growth and coalescence of cracks, the concept of damage is preferred to the formalism of plasticity (Holcomb, 1985). The Kaiser effect is actually a measure of damage which has been developed in the material. It might be used to detect and assess the amount of damage that has been developed in rocks.

The objective of the AE study is to conduct a thorough laboratory investigation of the Kaiser effect in different rocks, study its mechanism using the micromechanics model, and explore the possibility of its application in the estimation of damage in rock.

Test Results

Core based specimens were uniaxially loaded under compression by means of a servo-controlled hydraulic testing machine. The loading rate was about 0.2 MPa/sec. An AE transducer was attached to the middle of the rock specimen.

When a rock specimen was loaded, a great number of AE counts were generated at the beginning of loading. The number of AE counts decreased gradually and dropped to a background level when the stress was above a few MPa. The AE counts remained at the low level until a certain stress at which the AE counts started to increase continuously. The occurrence of the continuously increasing AE corresponds to the fracture process in the rock. Comparing the AE records with the stress-strain curve, we found that in the linear deformation period, the AE occurred discontinuously and the rate of AE counts was small, while in the nonlinear deformation period, the AE was continuously and the rate of AE counts became large. The magnitude of AE events varied during the loading period. The relative numbers of small and large AE events can be measured by a term called b-value. The experimental results showed that the b-value fluctuated in the linear deformation period, whereas it decreased continuously with an increase in the stress in the nonlinear deformation period.

Up to 61 core specimens of eight rock types were tested to verify the Kaiser effect. The specimens were taken from eleven mines and civil engineering sites. Fig. 8 shows the AE records of a Bolmen gneiss specimen that was loaded under uniaxial cyclic loading. The Kaiser effect was obvious in the first six loading cycles, but broke down in the last cycle. In general, most of the rocks, such as the marble, gneiss, granite, gabbro and greenstone, show obvious Kaiser effect before the stress is near their strength levels. The Kaiser effect broke down completely in some of the iron ore specimens.

Kuru granite core specimens were used to test the influence of time on the Kaiser effect. The specimens were loaded to a certain level. The load was held at this level for a while, and then removed. The specimens were reloaded after a period of delay time. In the first group, the holding time was kept constant (about 10 seconds), while the delay time was varied in the range from 1 hour to 30 days. In the second group, the holding time was varied from 10 seconds to 1 hour, while the delay time was kept constant (a few seconds). Five loading cycles, which were about 25%, 50%, 75%, 90% and 100% of the uniaxial compressive strength σ_c , were attempted for each specimen. In the first group of tests, the results showed that for the specimens whose delay times were less than and equal to 1 day, the Kaiser effect was obvious, and there was very little or no AE occurring at the beginning of reloading. When the delay time was equal to and longer than 3 days, a number of AE events occurred at the beginning of reloading, but the Kaiser effect still showed up. In general, the Kaiser effect still

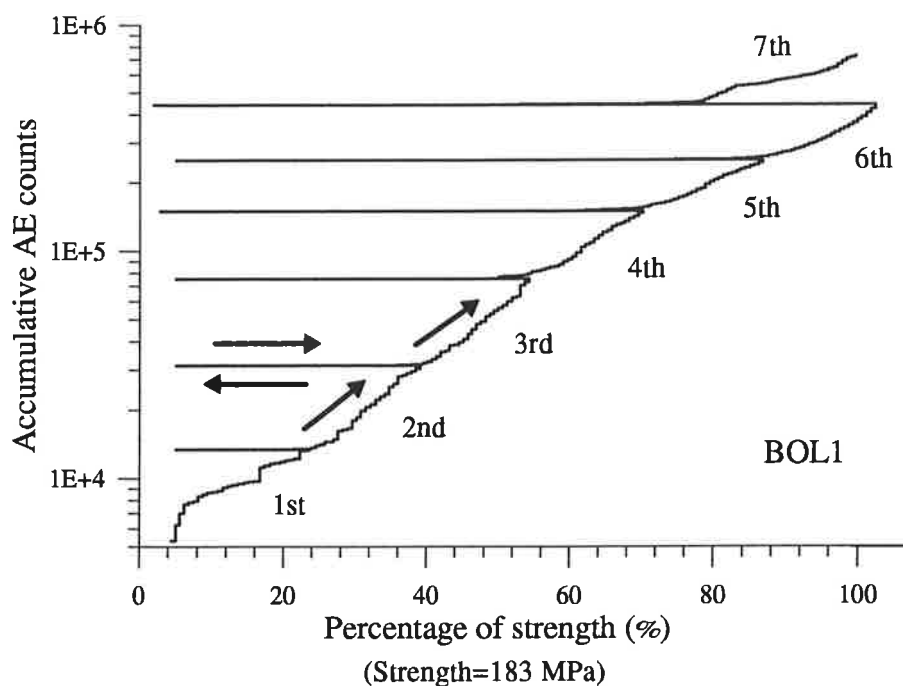


Fig. 8. Accumulative AE counts vs. stress for specimen BOL1. The arrows point to the loading and unloading directions.

Fig. 8. Ackumulativt "AE counts" vs. spänning för provet BOL1. Pilarna visar riktningar på kurvan motsvarande belastning och avlastning.

exists after a long time delay, even though the time delay seriously alters the shape of the curve. The remarkable effect of the long time delay is on the AE occurrence at the beginning of reloading, but not on the Kaiser effect. In the second group of tests, the results showed that the holding time did not affect the Kaiser effect in the tested range less than 1 hour.

AE was recorded both during loading and holding for a granite specimen. The occurrence of AE during holding is believed to be an indication that fracture continues in the material even without further increment of stress. There was no or very few AE events recorded during the holding at low stress levels. A great number of AE events with high amplitudes occurred during the holding at high stress levels.

Study of the Damage Development

The absence of AE is an indication of no occurrence of fracture. The Kaiser effect means that further damage does not occur in rock until the load reaches the previous maximum level. This process may be explained by the micromechanics model introduced in the previous section. In that model, the growth of microcracks does not occur during unloading and reloading until the reloading stress reaches the previous maximum level. Above that level, further fracture occurs. Since AE is associated with fracture, it does not occur during reloading until the stress reaches the previous

maximum level. This might be the mechanism of the Kaiser effect. It is seen that the onset of AE is an indication that further damage starts to occur. The AE-onset stress in the first loading cycle can be taken as a measure of the virgin damage in rock.

For a rock specimen that has been damaged to some extent, the relationship between the AE-onset stress σ_1 and the confining stress σ_2 may be derived from the micromechanics model, and takes the form of

$$\sigma_{10} = (\sigma_1 - \sigma_2) - 2\sigma_2 f(\theta, \phi). \quad (12)$$

σ_{10} is the AE-onset stress under uniaxial compression. $f(\theta, \phi)$ is a factor related to the properties of material. The differential AE-onset stress $(\sigma_1 - \sigma_2)$ increases linearly with an increase in the confining stress σ_2 . This relationship has been proved by AE tests. A group of Kuru granite core specimens were loaded using a Hoek cell. The differential AE-onset stresses under different confining pressures are plotted as circles in Fig. 9. They scatter around the AE-onset line A. To examine the development of the damage, we first loaded uniaxially two of the specimens to a stress level of 182 MPa. The two specimens were then reloaded in the Hoek cell with the confining pressure being 30 and 60 MPa, respectively. Their AE-onset stresses obtained under the two confining pressures are plotted as triangles in Fig. 9. Line B represents the newly developed damage surface. A further damage surface, represented by line C,

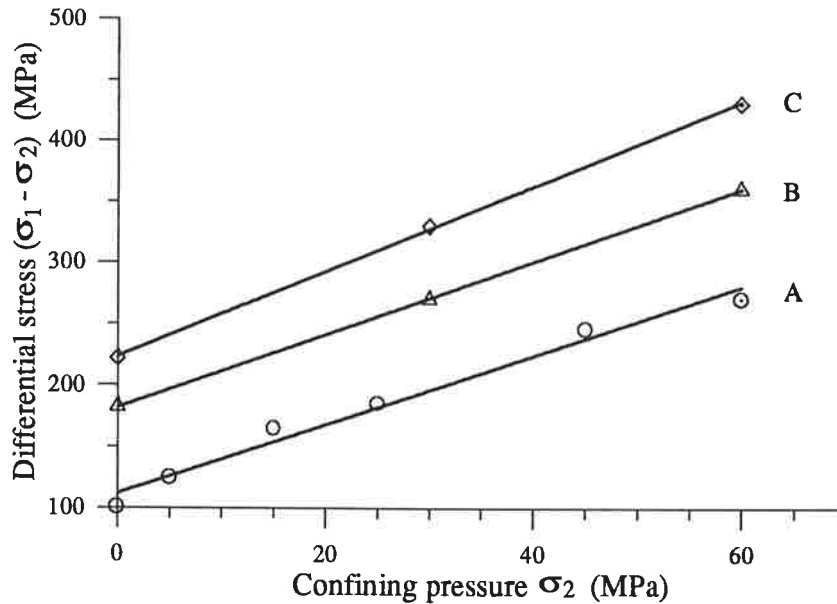


Fig. 9. AE-onset stresses obtained under different confining pressures in Kuru granite specimens. Line A represents the AE-onset stress of the rock. Lines B and C represent two further damage levels in the rock.

Fig. 9. Spänning vid start av ökande AE erhållna under varierande omgivande tryck i provkroppar av Kuru-granit. Linje A representerar spänning vid start av ökande AE. Linje B och C representerar två ytterligare skadenivåer i berget.

was obtained in a similar way. It is seen that the line of the AE-onset stress moves upwards with an increase in the damage, which is in agreement with the theory expressed by Eq. (12). Based on both the theory and the experimental results, it seems that it is more reasonable to take the AE-onset stress as a measure of the damage in rock rather than as a measure of the previous stress state.

Estimation of the Blasting Damage in Rock

Underground blasting causes damage to the surrounding rock. The degree of damage decreases with an increase in the distance from the blasting point. The surrounding rock can, in general, be divided into three zones based on the degree of damage. They are the strength-reduced, disturbed and un-disturbed zones, respectively. Heavy damage occurs in the strength-reduced zone. This damage may include both the growth and coalescence of existing cracks and creation of new cracks in the rock. With further increase in distance, damage decreases, while the strength increases and reaches the level of the virgin rock. In the disturbed zone, the strength of rock is not reduced, but a certain damage has occurred in the rock. The damage in this zone is mainly represented by the growth of existing cracks rather than the creation of new cracks and coalescence of cracks.

The damage occurring in the disturbed zone is similar to the progressive damage of rock under uniaxial compression in the pre-peak stage, and might be detectable using the Kaiser effect in AE tests. As stated before, the AE-onset stress is a measure of the damage in rock. The higher the AE-onset stress is, the more damage the rock has suffered. Since the blasting stress would be attenuated rapidly, the degree of damage in this zone is also reduced with an increase in the distance.

Normal, smooth and heavy blasting was carried out in a tunnel at the Äspö Hard Rock Laboratory, Sweden. Cores were drilled perpendicularly to the floor in the normal and smooth blasting sections. The boreholes were about 6 meters long. Ten cylindrical specimens were prepared from the cores for uniaxial compressive tests. The specimens were uniaxially loaded to failure and the AE was recorded. The test results demonstrated that the strength of the specimens closest to the tunnel was the lowest among the ones taken from the same hole. The strength increased with the increase in the distance from the tunnel floor. The strength-reduced zone can be estimated from the curves. In the disturbed zone, the damage was estimated by the AE-onset stresses of the specimens. The AE-onset stresses of the specimens from borehole KA545G are plotted in Fig. 10. The outer limit of the disturbed zone, marked by C in Fig. 10, was about 1.5 m for the smooth blasting.

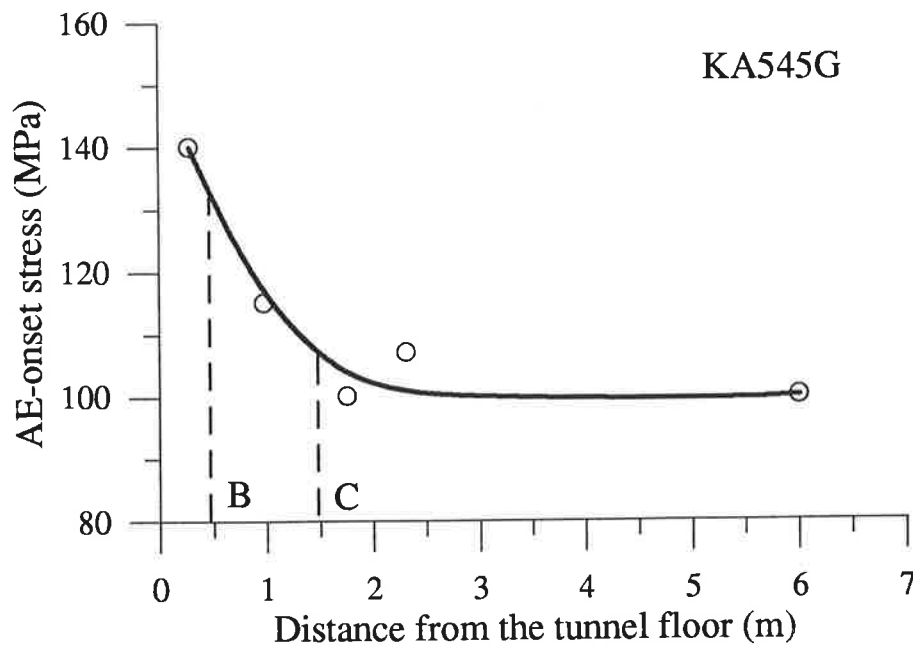


Fig. 10. The AE-onset stress vs. the distance from the tunnel floor in borehole KA545G (in the smooth blasting section).

Fig. 10. Spänning vid start av ökande AE vs avståndet från tunnelns sula i borrhål KA545G (i sektionen för försiktig sprängning).

CONCLUSIONS

For the Micromechanics Model:

The micromechanics model describes both the strain-hardening and strain-softening behaviour of brittle rock. The macroscopic deformation of brittle rock is decomposed into four components which are induced by (i) the elastic response of rock matrix, (ii) the closure of open cracks, (iii) the fracture of microcracks and (iv) the shear-faulting process, respectively. The characteristics of this model are:

- (1) The nonlinear deformation behaviour of rock in the pre-peak stage is simulated by considering the process of axial microcracking. The relationships between the compressive stresses, the crack growth and the cracking-induced deformation are established quantitatively.
- (2) A damage mechanics model with a system of parallel-ranked springs is employed to describe the shear-faulting process in the post-peak stage. The pattern of shear failure, represented by γ , determines the strain-softening behaviour.
- (3) The model can generate realistic stress-strain curves which are consistent with experimental data.

The model simulations reveal that:

- (4) The nonlinear deformation behaviour is caused either by the closure of open cracks (at low stress levels) or by the crack growth (at high stress levels).

- (5) The values of the elastic parameters (E and ν) measured in the linear segment of the stress-strain curve under uniaxial compression are smaller than those of the rock matrix, especially for porous rocks. This is caused by the closure of cracks. The accuracy of measurement could be improved under triaxial compression.
- (6) The fracture toughness, average crack length, crack density and Young's modulus are the four most important parameters for the fracture and deformation of intact rock. The first three are crucial for the nonlinear behaviour occurring at high stress levels.
- (7) When a rock structure fails in the shear-faulting form, its height influences the apparent stress-strain behaviour of the structure. A high structure is easy to fail in an unstable way (class II behaviour).

For the Tests of Acoustic Emission and the Kaiser Effect:

- (8) A great number of AE events are usually generated in a rock specimen at the beginning of loading. The number of AE events gradually decreased to a relatively low and constant level when the axial stress was beyond a few MPa. At a certain stress level, the AE counts start to increase rapidly until the specimen fails. This AE-onset stress is a measure of the virgin damage in the rock.
- (9) Most of rocks exhibit an obvious Kaiser effect before the compressive load is close to the level of strength.
- (10) The delay time does not strongly influence the Kaiser effect. A long delay time will result in the occurrence of a number of AE events at the beginning of reloading, but not seriously affect the Kaiser effect. The holding time does not influence the Kaiser effect either in the tested range up to 1 hour.
- (11) When the load is held constantly, AE displays different characteristics at different loading levels. At low levels, AE is almost absent, while at high levels, a great number of AE events occur.
- (12) Estimation of stresses by means of the Kaiser effect is conditional. It is possible only under the conditions that damage has been created in situ and the loading way in laboratory is the same as that in situ.
- (13) An application of the AE method might be to outline the disturbance range of blasting in underground excavation. Core specimens taken from different depths in the surrounding rock showed different AE-onset stresses, and therefore different degrees of damage.

SUMMARY

A constitutive model has been developed for brittle rocks based on analysis of the mechanical behaviour of microcracks. Axial splitting fracture of microcracks dominates the deformation process under compression in the pre-peak stage. The deformation is composed of three components which are due to (i) the elastic response of rock matrix, (ii) the closure of open cracks, and (iii) the fracture of cracks, respectively. The relationships between the compressive stresses, the crack growth and the microcracking-induced deformation are analytically established in the model. Shear

faulting dominates the failure process in the post-peak stage. The progressive shear faulting is simulated by a damage model.

Acoustic emission (AE) is a real-time reflection of the failure process in rock. The damage development may be manifested by means of the Kaiser effect. AE tests were carried out using a number of rock specimens. The results showed that the Kaiser effect was obviously displayed in most of the rocks. It can be used as a measure of damage developed in rock, but not as an indicator of the previous stress state. Estimation of stresses by means of the Kaiser effect is conditional.

SAMMANFATTNING

En konstitutiv modell har utvecklats för spröda berg baserad på analyser av det mekaniska beteendet hos mickrosprickor. Axiellt splittringsbrott av mickrosprickor dominerar deformationsprocessen vid tryckbelastning före brottsstadiet. Deformationen beror på tre komponenter: (i) elasticiteten i bergmaterialet, (ii) stängning av öppna befintliga sprickor och (iii) brottutveckling av sprickor. Förhållandet mellan tryckspänningar, sprickutveckling och mickrosprickinducerade deformationer är analytiskt utvecklade i modellen. Skjuvbrottet domineras av brottsprocess i efterbrottsstadiet. Det fortskridand skjuvbrottet är simulerad med hjälp av skademodellen.

Akustisk emission (AE) är en realtids reflektion av brottsprocessen i berg. Skadeutvecklingen kan bli fastställd med hjälp av Kaiser-effekten. AE utfördes på ett antal bergprover och resultaten visade att Kaiser-effekten var tydligt framträdande i de flesta bergproverna. Det kan användas som ett mått på skadeutvecklingen i berget men inte som en indikator av tidigare spänningssituation. Bedömning av spänningar med hjälp av Kaiser-effekten är villkorlig.

REFERENCES

- Brace, W.F. (1963). A note on brittle crack growth in compression. *J. Geophy. Res.* **68**(12), 3709-3713.
- Costin, L.S. (1985). Damage mechanics in the post-failure regime. *Mech. Mater.* **4**, 149-160.
- Gramberg, J. (1989). *A Non-Conventional View on Rock Mechanics and Fracture Mechanics*. A.A. Balkema, Netherlands.
- Hallbauer, D.K., H. Wagner and N.G.W. Cook (1973). Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **10**, 713-726.
- Hayashi, M., T. Kanagawa, S. Hibino, M. Motozima and Y. Kitahara (1979). Detection of anisotropic geo-stresses trying by acoustic emission, and non-linear rock mechanics on large excavating caverns. *Proc. of the 4th Int. Congr. on Rock Mech.*, Montreux, 2-8 September, 1979, **2**, 211-218.

- Holcomb, D.J. (1985). Summary of discussions on behaviour of solids with a system of cracks. *Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concretes, Soils* (edited by Z.P. Bazant), John Wiley and Sons, 571-573.
- Hughson, D.R. and A.M. Crawford (1987). Kaiser effect gauging: The influence of confining stress on its response. *Proc. of 6th Int. Congr. on Rock Mech.*, Montreal, Canada, **2**, 981-985.
- Kemeny, J.M. and N.G.W. Cook (1987). Crack models for the failure of rocks in compression. *Constitutive Laws for Engineering Materials: Theory and Applications*, Volume II, 879-887. Elsevier corp., New York.
- Kranz, R.L. (1979). Crack-crack and crack-pore interaction in stressed granite. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* **16**, 37-47.
- Kurita, K. and N. Fujii (1979). Stress memory of crystalline rocks in acoustic emission. *Geophysical Research Letters*, **6**(1), 9-12.
- Lajtai, E.Z., B.J. Carter and M.L. Ayari (1990). Criteria for brittle fracture in compression. *Eng. Fract. Mech.* **37**(1), 59-74.
- Li, C. (1993). *Deformation and Failure of Brittle Rocks under Compression*, Doctoral Thesis 1993:118D, Luleå University of Technology, Sweden.
- Michihiro, K., T. Fujiwara and H. Yoshioka (1985). Study on estimating geostresses by the Kaiser effect of AE. *Proc. of 26th US Symp. on Rock Mech.*, Rapid City, SD, 26-28 June, 1985, 557-564.
- Moss, W.C. and Y.M. Gupta (1982). A constitutive model describing dilatancy and cracking in brittle rocks. *J. Geophys. Res.* **87**(B4), 2985-2998.
- Nemat-Nasser, S. and M. Obata (1988). A microcrack model of dilatancy in brittle materials. *Trans. ASME* **55**, 24-35.
- Tanimoto, K., J. Nakamura and R. Fudo (1978). Application of acoustic emission in in-situ test. *10th ICSMFE*, 573-576.
- Wawersik, W.R. and Fairhurst, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **7**, 561-575.
- Wong, T.-F. (1982). Micromechanics of faulting in Westerly granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **19**, 49-64.

MECHANICS OF FRACTURES AND INTERVENING BRIDGES IN HARD ROCKS

BROTTMEKANIK I UPPSPRUCKET, HÅRT BERG

B. Shen

Engineering Geology, Royal Institute of Technology, 100 44 Stockholm

INTRODUCTION

Rock masses on a large scale contain faults, shear zones, dikes and other major discontinuities generated by tectonic processes. On engineering scales, rock masses are composed of intact rock and joints, bedding planes, fissures and similar minor discontinuities. Intact rocks, on the other hand, usually have voids, cracks and flaws. All these discontinuities in rocks of different scale are named "rock fractures". Rock fractures of finite length often exist in rocks and rock masses and they are separated by intact rock. The intact parts of rock between fractures are named "rock bridges" (see Fig.1).

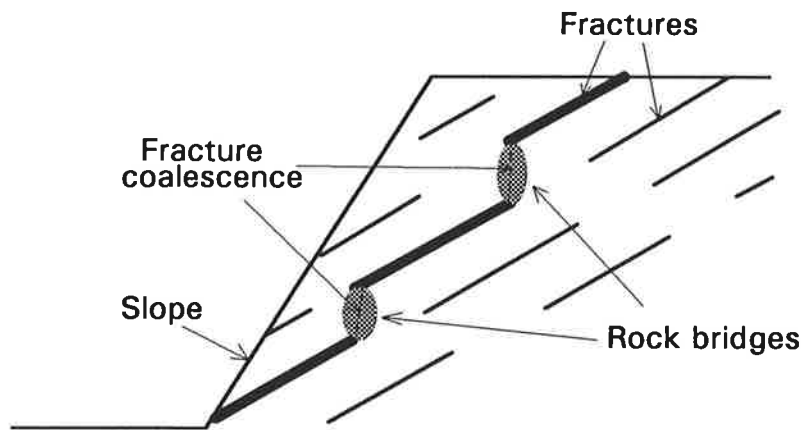


Fig.1. Rock fractures and rock bridges in fractured rock masses of a rock slope. The possible failure path of the slope caused by fracture coalescence is indicated by the bold lines.

Figur 1. Slänt i uppsprucket berg. Brott kan ske genom koalition av sprickor.

The failure of rock bridges, or in other words, the fracture coalescence, usually controls the stability of rock excavations in hard rocks such as rock slope (Fig. 1). The strength of fractured rock masses depends on when and how the fractures coalesce (Einstein et al., 1983). Therefore, study of the mechanism of fracture coalescence is of crucial importance in the study of the strength of fractured and jointed rock masses and the stability analysis of underground excavations and other rock engineering structures.

A number of experimental studies of fracture coalescence have been carried out. Lajtai (1969) studied the failure mode between two parallel slots in rock samples by using shear box tests. Bazant and Pfeiffer (1986) and Jung et al. (1992) performed direct shear test of double-notched beams in concrete and rocks. Horii and Nemat-Nasser (1986) carried out biaxial

compressive loading tests in polymer material with a number of small flaws. Reyes and Einstein (1991) performed uniaxial compressive loading tests of gypsum samples with two inclined flaws. In these tests, the fractures were simulated by using slots or flaws without surface contact and friction. Some numerical studies are reported to simulate the coalescence by using damage mechanics approach (e.g. Reyes and Einstein, 1991) and by using fracture mechanics approach (Shen and Stephansson, 1992; Shen and Stephansson, 1993a,b). In this study we conducted uniaxial compression tests of gypsum samples to investigate the coalescence of two open and closed cracks respectively. The test results then were simulated numerically by using a modified G-criterion in combination with the displacement discontinuity method (DDM). Based on the results from experiments and numerical simulations, the mechanism of fracture coalescence is discussed. This is a summary of a thesis presented at Royal Institute of Technology (Shen, 1993).

EXPERIMENTS

The experiments were conducted by using pre-cracked gypsum samples subjected to uniaxial loading. The size of the samples is length/width/thickness = 152/76/30 mm. Two cracks were created during sample curing with the length of 12.7 mm each and separated by 12.7 mm between their inner tips (Fig.2). Two types of pre-existing cracks were used: 1) open crack, which was created by pre-installing a thin steel sheet (0.04mm) and pulling it out *after* curing the gypsum mixture; 2) closed crack, generated by pre-installing a stretched polyethylene sheet (thickness 10 μ m) and pulling it out *during* curing. The pull-out time controlled the contact condition of the closed crack. The bridge inclination (β) varied from 45° to 120° and the crack inclination (α) from 30° to 60°, both with an interval of 15°. The process of coalescence and failure mechanism was monitored during the test by using a microscope and video recorder. The failure process can be studied by replaying the recorded message at a speed 480 times slower than the real speed.

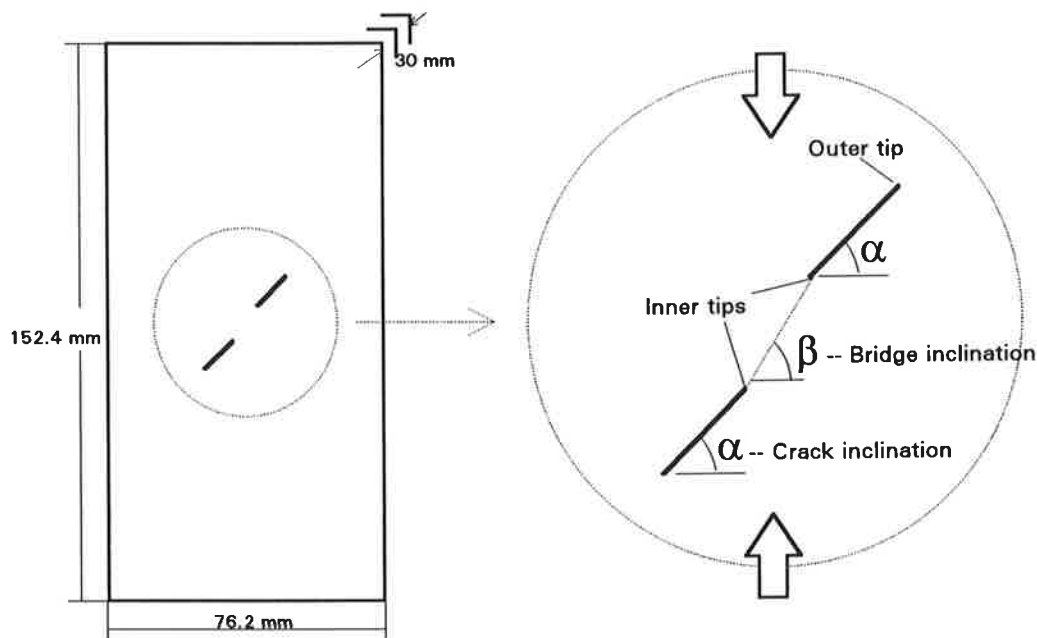


Fig.2. Geometry of gypsum samples and pre-existing cracks.

Figur 2. Geometri hos provkroppar av gips.

Fracture coalescence occurred for most crack and bridge inclinations, except for the crack inclination of 30° at which no fracture propagation was found. The coalescence was caused by different failure modes, mainly depending on bridge inclination and crack types. Three different types of coalescence were distinguished, see Table 1.

Table 1. Modes of coalescence with different bridge inclination

Tabell 1. Typ av brott vid olika spricklutningar.

Bridge inclination	Failure mode	Description
45°, 60°	Shear failure	Failure surface was rough and stepped, and often contained pulverized material. Coalescence started from the crack tips
75°, 90°	Tensile failure + Shear failure	Failure surface in central part of the bridge was smooth while near the crack tip it was rough and stepped. Coalescence started from the center of the bridge.
105°, 120°	Tensile failure	Failure surface was smooth and clean. Coalescence started from crack tips

1). Coalescence by shear failure.

When the bridge inclination was 45° and 60°, coalescence was caused by shear failure. Open and closed pre-existing cracks produced a similar path of coalescence. The typical process of shear-induced coalescence is shown in Figs.3 and 4 for the sample with crack inclination=45° and bridge inclination=60° (45°/60°) and closed cracks. When the uniaxial load was 18 MPa, wing cracks and secondary cracks were developed simultaneously from the tips of pre-existing cracks. The secondary cracks propagated very quickly and merged in the bridge. Following the coalescence, the wing cracks which developed from the inner tips were closed, while those from the outer tips extended to the boundary of the sample. The surface of the secondary cracks was rough and stepped, which is the characteristic of shear failure. The surface of the wing cracks was smooth and clean, indicating that the failure was caused by tension.

2). Coalescence by mixed tensile and shear failure.

For the bridge inclinations of 75° and 90°, both tensile and shear failure were interacting in the process of coalescence. The coalescence did not start from the crack tip but from the center of the bridge, as demonstrated in Figs.5 and 6 for sample 45°/90° with closed cracks. Wing cracks were initiated from the crack tips at the stress level of 10 MPa and they grew with increasing load. At 17 MPa, the wing cracks formed an elliptical core between the two tips of pre-existing cracks. Then a tensile crack suddenly appeared at the center of the bridge and extended in the direction almost parallel to the wing cracks and finally a coalescence was formed. The coalescence near the tip of pre-existing cracks has the surface characteristics of shear failure while that in the central part of the bridge has the typical characteristics of tensile failure with smooth fracture surface.

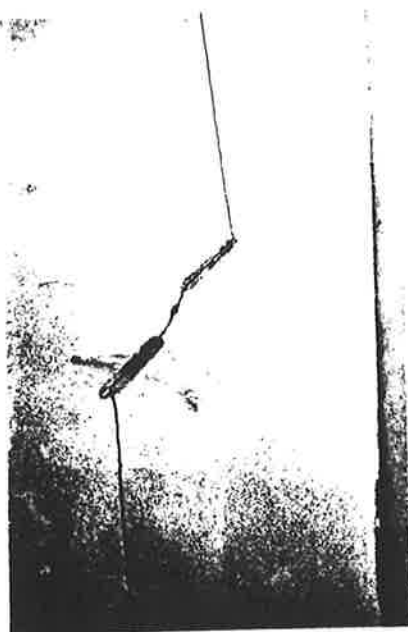


Fig.3. Geometry of the $45^{\circ}/60^{\circ}$ sample (crack inclination $=45^{\circ}$, bridge inclination $= 60^{\circ}$) with two closed cracks after final failure. Note the coalescence between the cracks and the wing cracks which extended to the boundaries of the sample.

Figur 3 Provkroppar av gips med två $45^{\circ}/60^{\circ}$ sprickor efter brott.



Fig.5. Geometry of the $45^{\circ}/90^{\circ}$ sample (crack inclination $=45^{\circ}$, bridge inclination $= 90^{\circ}$) with two closed cracks after final failure. Note the coalescence between the cracks and the wing cracks which extended to the boundaries of the sample.

Figur 5. Provkroppar av gips med två $45^{\circ}/90^{\circ}$ sprickor efter brott.

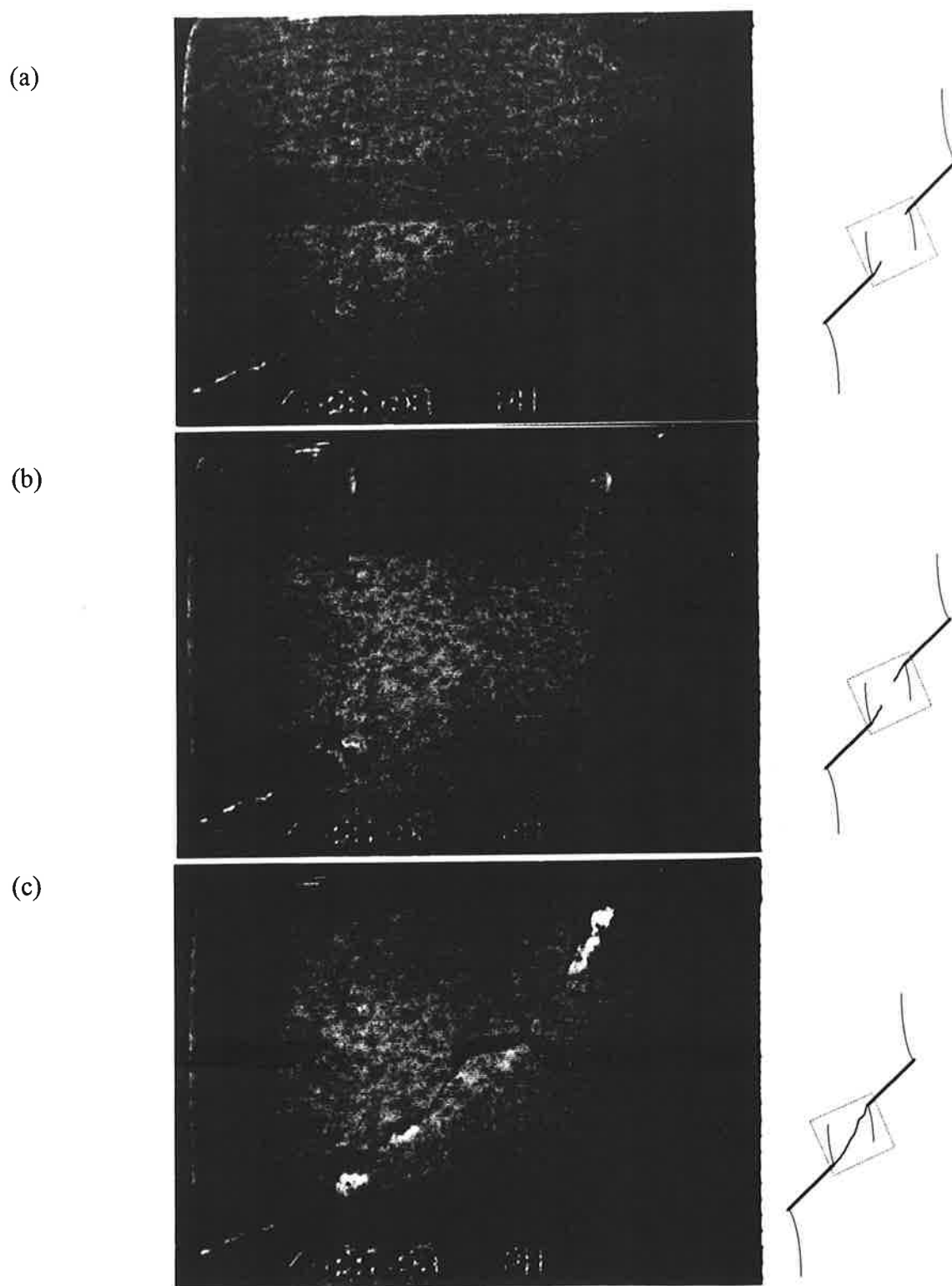
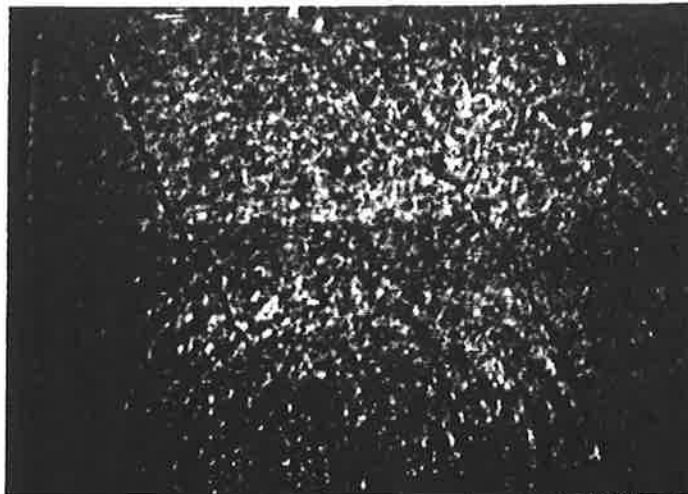


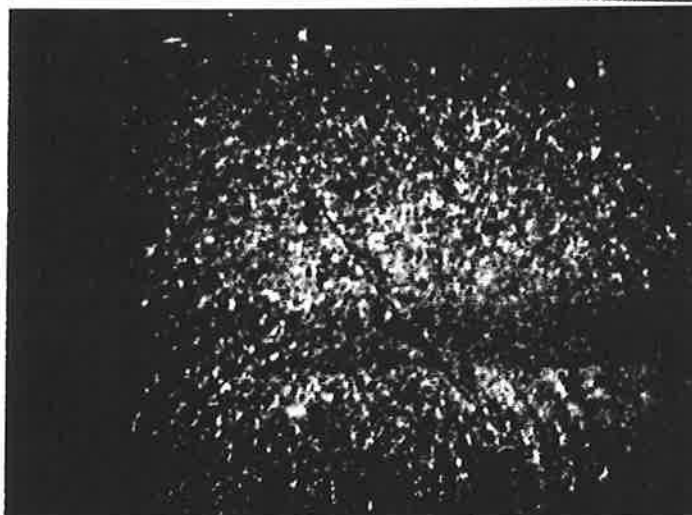
Fig.4. Close-eye view of the coalescence development in the bridge area between two $45^{\circ}/60^{\circ}$ closed cracks (the sample is shown in Fig.3). (a) wing cracks and secondary cracks were initiated from the tips of pre-existing cracks; (b) a secondary crack appeared at the center of the bridge; (c) Coalescence finally occurred. The time interval between (a), (b) and (c) was about 0.02 seconds.

Figur 4. Koalition av två $45^{\circ}/60^{\circ}$ slutna sprickor från provkropparna som visas i figur 3.

(a)



(b)



(c)

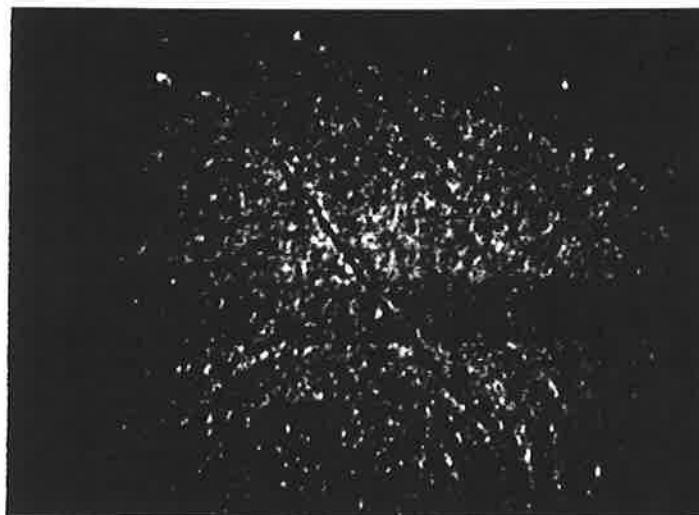


Fig. 6. Close-eye view of the coalescence development in the bridge area between two $45^\circ/90^\circ$ cracks (the sample is shown in Fig. 5). (a) wing cracks and secondary cracks were initiated from the tips of pre-existing cracks; (b) the secondary cracks were propagating; (c) the secondary cracks finally coalesced. The time interval between (a), (b) and (c) was about 0.02 seconds.

Figur 6. Koalition av två $45^\circ/90^\circ$ sprickor från provkropparna som visas i figur 5

3). *Coalescence by tensile failure.*

For bridge inclinations of 105° and 120° , coalescence was caused by wing cracks initiated from the crack tips and propagating inside the bridge (Fig.7). For some of the experiments the coalescence was formed by a wing crack from one inner tip to the other inner tip, or from one inner tip to the center part of another pre-existing crack. The type of the pre-existing cracks (open or closed) has a strong influence on the path of the failure. Open pre-existing cracks produced strongly curved wing cracks, while closed pre-existing cracks resulted in straight wing cracks, oriented almost parallel to the direction of loading.

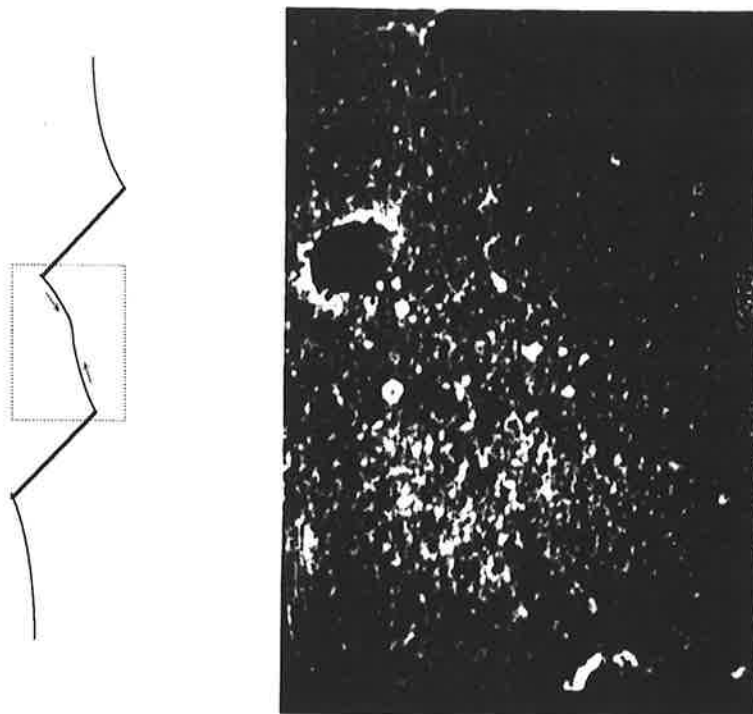


Fig.7. The path of coalescence of two $45^\circ/105^\circ$ closed cracks. Coalescence was formed by two wing cracks initiated from the two inner tips of pre-existing cracks.

Figur 7. Propagering av spricka mellan två $45^\circ/105^\circ$ slutna primära sprickor.

Open and closed pre-existing cracks had different load when coalescence occurred. The average load at coalescence of two closed cracks is about 25% higher than that of two open cracks, Fig.8. When the inclination of pre-existing cracks was 30° , which is less than the friction angle of the closed cracks (about 35°), closed pre-existing cracks did not coalesce while the open pre-existing cracks did. This means that the sliding of the pre-existing cracks is the essential condition for crack coalescence. Beyond the strength of pre-existing cracks, no crack initiation and propagation can occur.

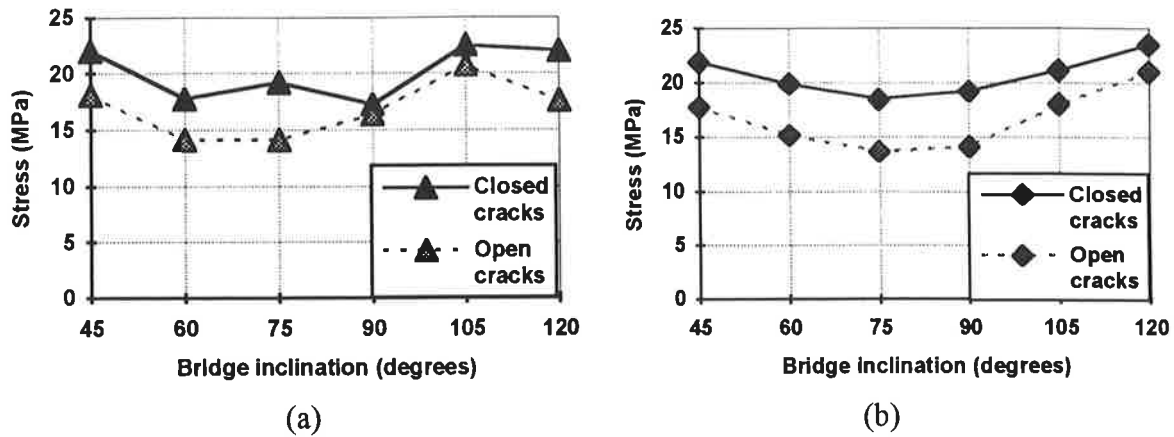


Fig. 8. The average uniaxial stress of coalescence of open and closed cracks. (a) Crack inclination = 45°; (b) crack inclination = 60°.

Figure 8. Enaxiell spänning vid koalition av öppna och slutna sprickor. (a) spricklutning = 45°, (b) spricklutning = 60°.

CRACK PROPAGATION CRITERION AND NUMERICAL TECHNIQUE

There exist many fracture propagation criteria, among which the most commonly used are: (1) the maximum tensile stress criterion (Eordgan and Sih, 1963); (2) the maximum strain energy release rate criterion (G-criterion) (Hellan, 1984); and (3) the minimum strain energy density criterion (S-criterion) (Sih, 1974). A criterion must enable the prediction of both mode I and mode II crack propagation to be applicable to the crack coalescence described above.

The maximum tensile stress criterion takes into account only the tensile stress and, therefore, does not predict mode II crack propagation. The G-criterion and the S-criterion are energy-based criteria and they have the potential to predict both mode I and mode II failure. The G-criterion is considered in our studies. However, previous studies (Shen and Stephansson, 1993a) have shown that, when applied to crack propagation under compressive load, the original G-criterion can lead to wrong results, especially for the direction of wing crack initiation. The original G-criterion does not consider the difference between mode I surface energy (G_{Ic}) and mode II surface energy (G_{IIc}). Therefore, a modified G-criterion, called the F-criterion, has been proposed (see Shen and Stephansson, 1993a). The F-criterion takes the form

$$F = \frac{G_I}{G_{Ic}} + \frac{G_{II}}{G_{IIc}} \geq 1.0 \quad (1)$$

where G_I and G_{II} are the loss of strain energy due to crack growth with pure open displacement and with pure shear displacement respectively. F is a dimensionless factor which searches for its maximum value from different directions of crack growth. The propagation occurs in the direction of maximum F -value.

The F-criterion has proved to predict both tensile and shear crack propagation and to handle crack initiation from kink tips by means of "fictitious crack growth", Fig.9. Here we

assume there is a small crack growth in a certain direction, and then calculate the change of strain energy due to the small crack growth. If the two terms of energy (G_I and G_{II}) satisfy Eq.(1), the "fictitious crack growth" represents a true crack growth.

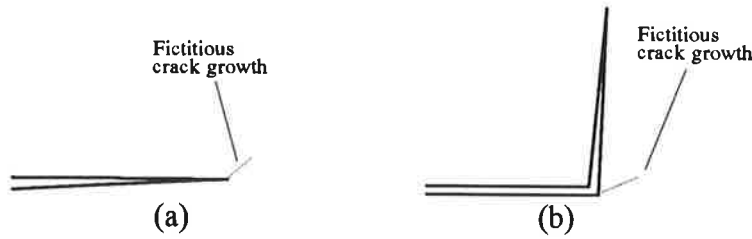


Fig.9. The method of fictitious crack growth to predict crack initiation by using the F-criterion. (a) Sharp crack tip; (b) crack tip with kink.

Figur 9. Metod att bestämma sprickinitiering med hjälp av fiktiv spricka och F-kriterium.

The F-criterion is implemented into the numerical method DDM to simulate automatic crack growth. In the DDM simulation we consider the fictitious crack growth as a fictitious DDM element with a small length. The fictitious element is allowed to rotate in any direction to find the maximum F-value. When the maximum F-value is found to be greater than 1, a failure is defined and a real DDM element is introduced to represent the new crack in the direction of maximum F-value.

With the DDM technique we can consider the contact and friction along the closed cracks. The contact normal stiffness K_n and shear stiffness K_s , friction angle (ϕ) and cohesion (c) are given to the DDM elements. The crack follows Coulomb's friction law, i.e. when the following condition is met, the crack will slide

$$\sigma_s \geq c + \sigma_n \tan \phi \quad (2)$$

where σ_n and σ_s are the normal and shear stresses acting on crack surface. The use of contact stiffness allows a closed crack to have a 'soft' surface contact in the numerical simulation, i.e., crack surface can contact with small normal and shear displacement. The stress-displacement relation for a closed crack takes the following forms.

Elastic crack:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= K_n D_n \\ \sigma_s &= K_s D_s \end{aligned} \quad (3)$$

Sliding crack:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= K_n D_n \\ |\sigma_s| &= \sigma_n \tan \phi = K_n D_n \tan \phi \end{aligned} \quad (4)$$

where D_n and D_s are the normal and shear displacement of the crack surfaces.

SIMULATION RESULTS

The F-criterion and the DDM technique are applied to the experimental tests. Two cracks with different crack inclination and bridge inclination are present in an infinite elastic medium subjected to far-field uniaxial compression. The mechanical properties of the elastic material and cracks used in the simulation are listed in Table 2.

Table 2. Mechanical properties used in numerical simulation.

Tabell 2. Mekaniska egenskaper vid numerisk modellering.

	Intact material	Pre-existing cracks			New developed cracks
		Closed (A)	Closed (B) [§]	Open	
E (MPa)	6200 *				
ν	0.28 *				
σ_t (MPa)	2.3 *				
Kn (GPa/m)		500	50	0	10000
Ks (GPa/m)		500	50	0	10000
ϕ (°)		35 [#]	30	0	30
c (MPa)		2.0 [#]	1.0	0	0
G_{Ic} (J/m ²)	5 [□]				
G_{IIc} (J/m ²)	100				

* Values according to test results for gypsum material by Nelson (1968).

Values according to tests with small samples containing through-going cracks in this study.

□ Value obtained from three-point bending tests of notched gypsum samples.

§ This type of properties is only assigned to the closed cracks in the sample 45°/90° where the crack contact is weaker due to longer curing time before the polyethylene sheets were pulled out during sample preparation.

The simulation is carried out mainly with the crack inclination of 45° and different bridge inclination. A few cases where the crack inclination is 60° are also modeled. In general, the numerical simulation by using the F-criterion and DDM produced the same process of coalescence as has been observed in the experiments. The simulation results for three representative samples are presented.

1) Coalescence caused by shear failure for sample 45°/60° with closed cracks.

The simulation results for this crack/bridge inclination are shown in Fig.10. When the uniaxial load reaches 18 MPa, the pre-existing cracks start to slide. Consequently, mode I cracks are initiated from the pre-existing tips and propagate with an almost straight path in the direction of loading. With mode I crack growing, mode II cracks are developed from the kink tips left by the pre-existing cracks and mode I cracks. Mode II cracks from the inner tips propagate in a direction toward the center of the bridge, Fig. 10c-e. Finally the mode II cracks coalesce, Fig.10f. The mode I cracks from the inner tips stop and those from outer tips extend longer.

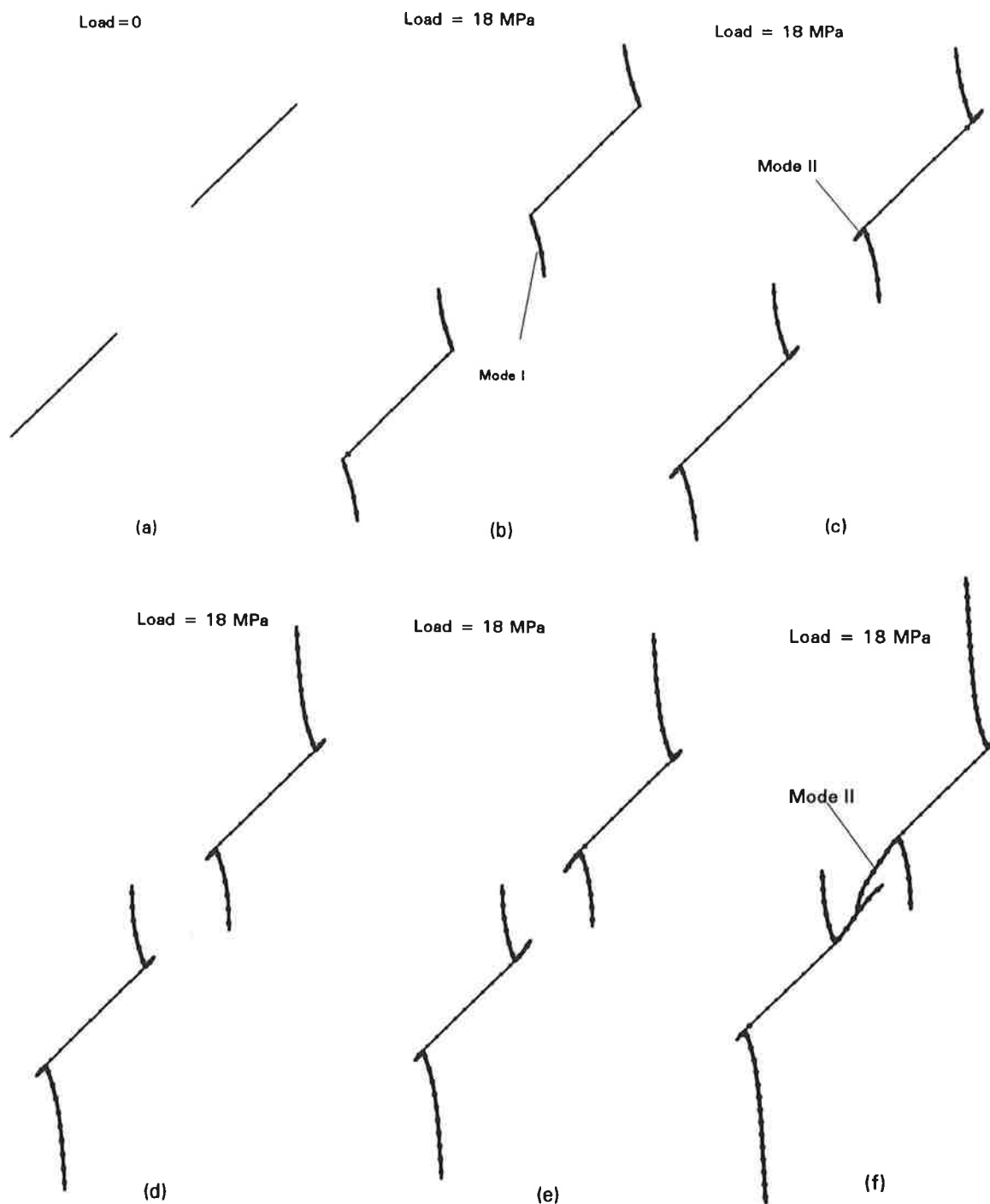


Fig.10. Simulation of coalescence between two 45°/60° closed cracks. (a) Initial state; (b) mode I crack propagation; (c)-(f), mode II crack initiation, propagation and coalescence. Compare with the experimental results in Fig.2.

Figur 10. Numerisk modellering av koalition mellan två 45°/60° slutna sprickar.

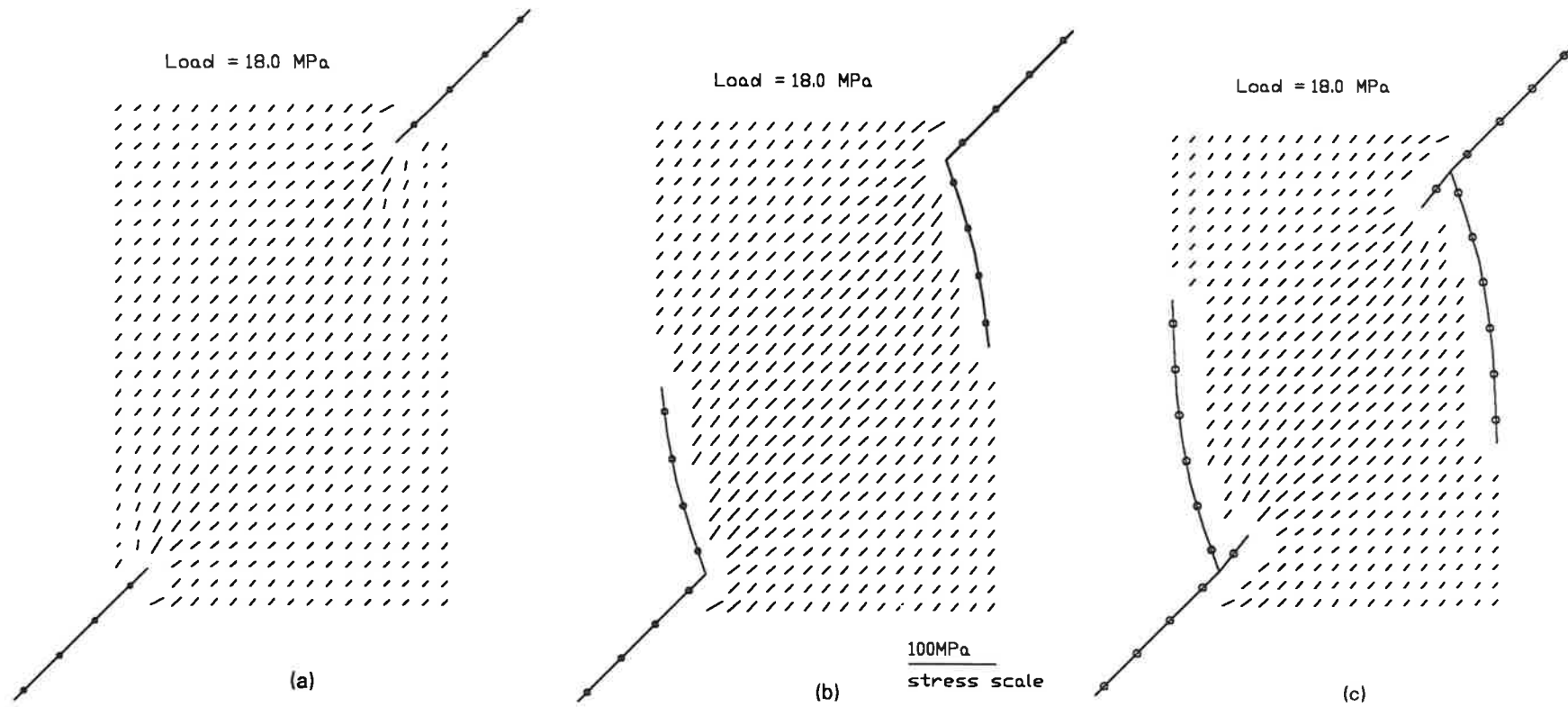


Fig.11. Maximum shear stress distribution in the bridge area between two $45^\circ/60^\circ$ closed cracks. (a) Initial state; (b) mode I crack propagation; (c) mode II crack initiation and propagation along the maximum shear stress.

Figur 11. Maximala skjuvspänningar i området mellan två $45^\circ/60^\circ$ slutna sprickor.

The reasons why the mode II cracks develop at the tips of the pre-existing cracks and propagate to inside the bridge can be found by analyzing the maximum shear stress distribution of the bridge area, see Fig. 11. The maximum shear stress in the bridge is directed approximately parallel to a line between the tips of the two pre-existing cracks with maximum magnitude at the tips. The extension of the mode I cracks does not influence the maximum shear stress distribution significantly. The maximum shear stress causes the mode II crack initiation and propagation, and this is in agreement with the experimental results at the same uniaxial loading, as presented in Figs.3 and 4.

2) Coalescence caused by tensile and shear failure for samples 45°/90° with closed cracks.

The closed pre-existing cracks are assigned the properties of type B (Table 2) to simulate the weaker contact condition observed in the experiment. The simulation results are shown in Fig.12, where mode I cracks are initiated when the uniaxial load is about 6 MPa. The occurrence of mode I cracks induces high tensile stress inside the bridge (Fig.13b). When the load is 15 MPa, the tensile stress is evenly distributed in the bridge (Fig.13c) and the magnitude at the center of the bridge is about 2.4 MPa, which reaches the tensile strength of intact material (2.3 MPa). Therefore, a tensile failure should occur. To simulate the tensile failure, we introduce a small crack inside the bridge along the direction perpendicular to the principal tensile stress. The length of the crack is the critical crack length (a) for the material and it is estimated by using the equation for a central crack in an infinite medium under maximum tensile stress (σ_t):

$$G_{Ic} = \frac{(1-\nu^2)}{E} K_{Ic}^2 = \frac{\pi(1-\nu^2)}{E} \sigma_t^2 a; \quad a = \frac{E}{\pi(1-\nu^2)} \frac{G_{Ic}}{\sigma_t^2} \quad (5)$$

Substituting the values in Table 2 into Eq.(5), the crack length is calculated to be $a=2.0$ mm.

The new crack propagates upward and downward at the loading stress of 15 MPa. It finally connects with the mode II crack previously developed from the pre-existing crack tips, and the coalescence occurs. It needs to be mentioned that if we do not consider the occurrence of the mode II cracks in the numerical analysis, the mode I crack developed from the center of the bridge is found to propagate upward and downward in a straight path and will not connect with the pre-existing crack tips. This indicates that even though the main part of the coalescence is caused by mode I crack propagation, mode II crack initiation and propagation play a key role in the final coalescence. The simulated process of coalescence and the level of load of 15 MPa is almost identical to that observed in the experiment, see Figs.5 and 6

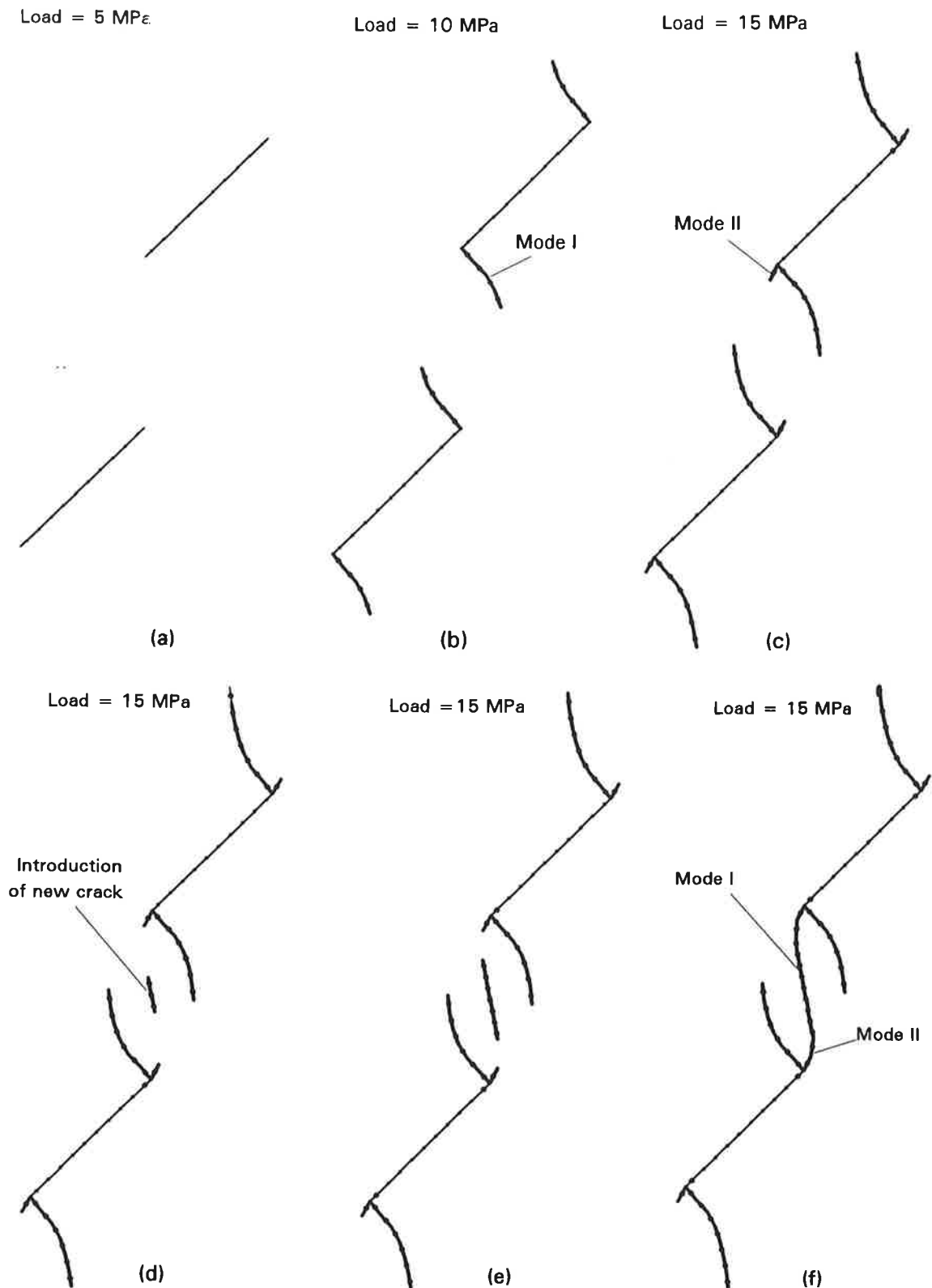
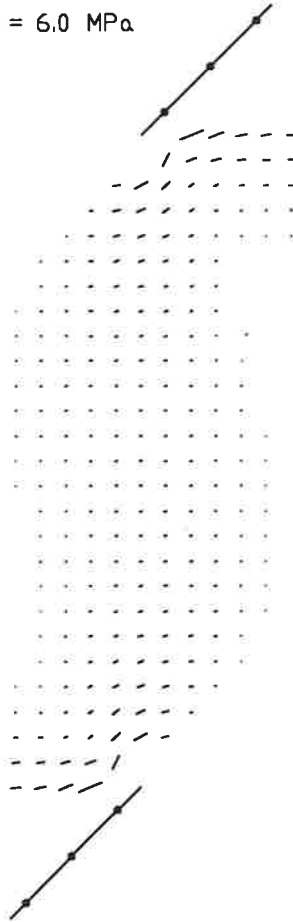


Fig. 12. Simulated process of coalescence of two $45^\circ/90^\circ$ closed cracks in uniaxial loading. (a) Initial state; (b) mode I crack initiation and propagation; (c) mode II crack initiation; (d) tensile failure inside the bridge; (e) growth of the new crack; and (f) final coalescence. Compare with the experimental results in Fig. 3.

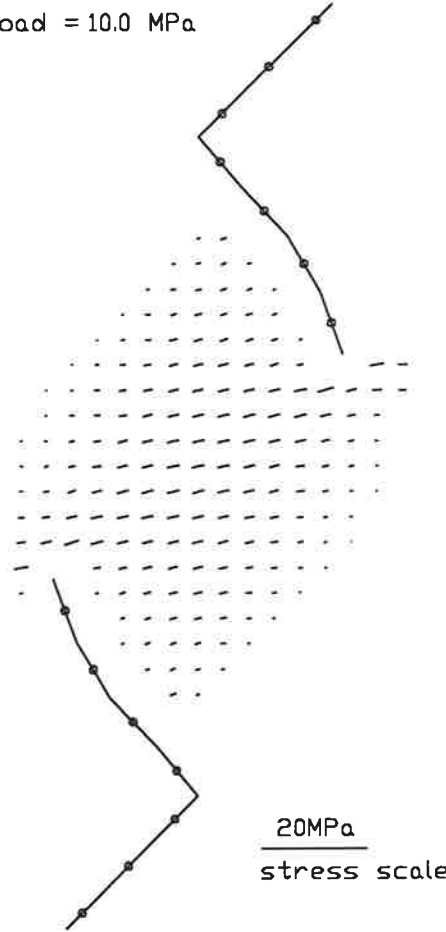
Figur 12. Numerisk modellering av två $45^\circ/90^\circ$ slutna sprickors koalition vid enaxiell belastning. Jämför resultatet med de experimentella resultatet

Load = 6.0 MPa



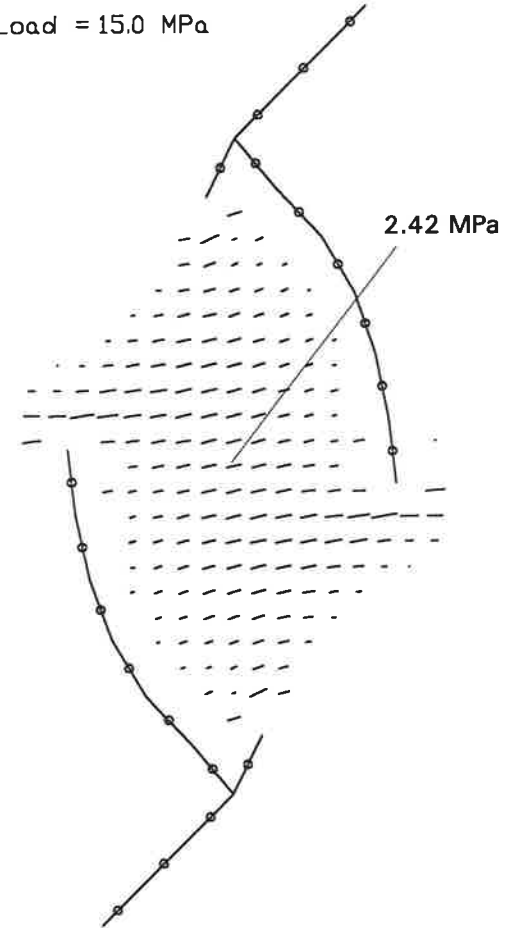
(a)

Load = 10.0 MPa



(b)

Load = 15.0 MPa



(c)

Fig.13. Tensile principal stress distribution in the bridge area between two 45°/90° closed cracks for different uniaxial loads. Figures (a), (b) and (c) correspond to the same states as in Fig.13.

Figur 13. Dragspänningar i området mellan två slutna sprickor vid olika enaxiella belastningar.

3). *Coalescence caused by tensile failure for sample 45°/105° with closed cracks*

The predicted process is shown in Fig.14. When the load is 20 MPa, the two pre-existing cracks start to slide. As a consequence of crack sliding, mode I cracks occur at the crack tips, and they grow into the bridge and coalesce. The predicted path agrees with the observed path from the experiments, see also Fig.7.

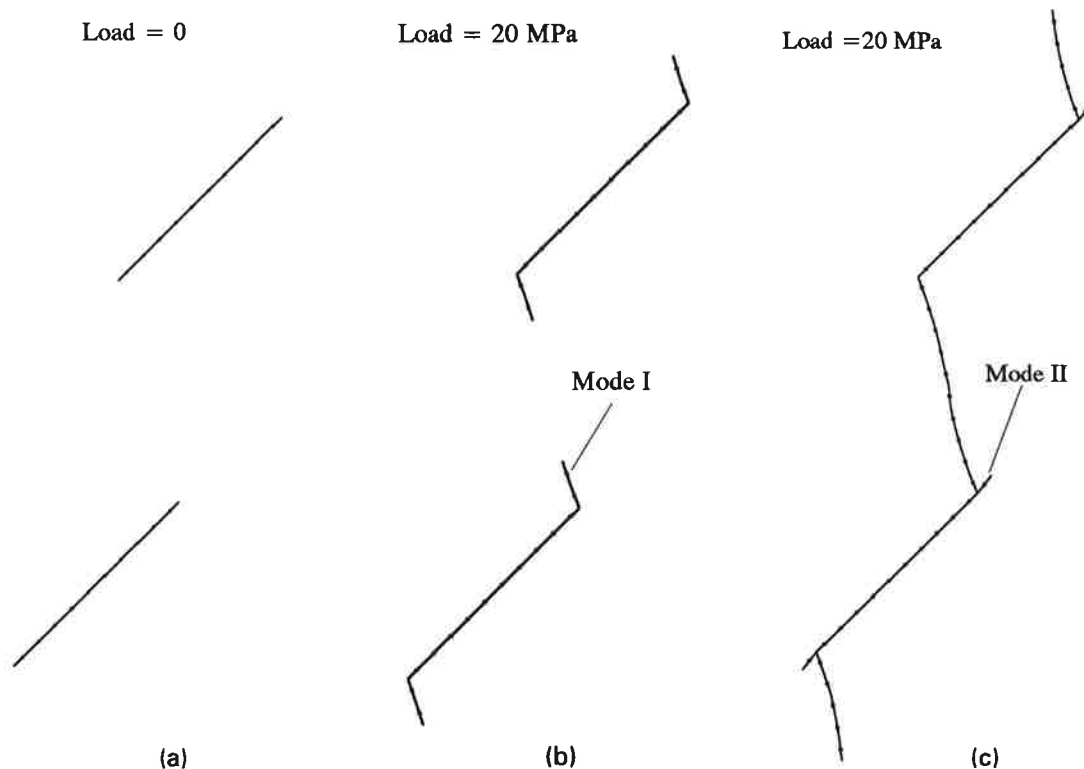


Fig.14. Simulated coalescence of two 45°/105° closed cracks. Compare with experimental results in Fig.7.

Figure 14. Numerisk modellering av två, slutna sprickors koalition. Jämför med experimentella resultatet i figur 7.

The simulated critical load of coalescence is also in fair agreement with the experimental results. The results are shown in Fig.15 for different bridge inclination when the inclination of pre-existing cracks is 45°. As with the experimental results, the coalescence of closed cracks is found in the simulation to require higher load than that of open cracks. The simulated load of coalescence reaches the minimum when the bridge inclination is about 75° to 90°. At these bridge inclinations, the coalescence is caused by mixed mode I and mode II failure. When the bridge inclination is 45° or 105° coalescence occurs at higher load and the coalescence is caused by pure mode II or mode I failure respectively. The result indicates that mixed mode failure controls the strength of pre-fractured material and needs to be considered in stability analysis of jointed rock masses.

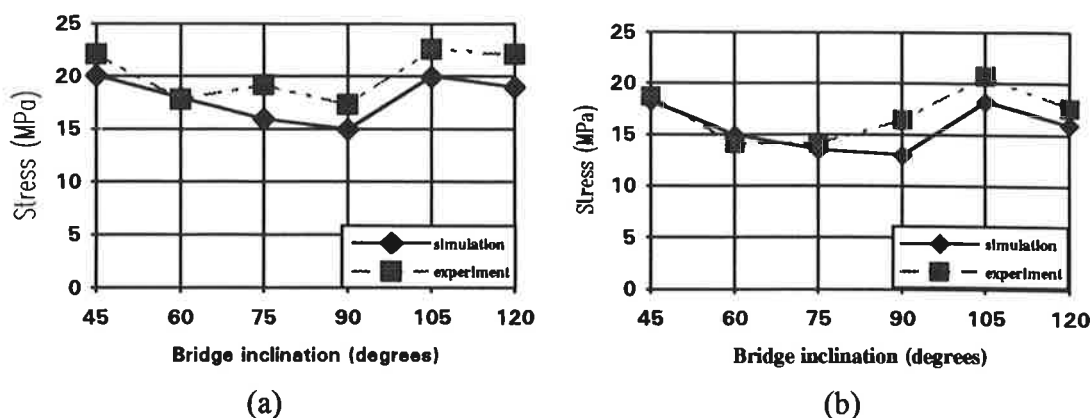


Fig.15. Comparison of numerical and experimental load of coalescence of two pre-existing cracks with an inclination of 45°. (a) Closed pre-existing cracks; (b) open pre-existing cracks.

Figur 15. Kritisk last för koalition av två existerande sprickor med 45° lutning. (a) slutna sprickor, (b) öppna sprickor.

DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The mechanism of fracture coalescence in hard, porous material is rather complicated. As has been indicated by experiments and numerical simulations, fracture coalescence can be generated by mode I failure, mode II failure, or mixed mode I and II failure. The mode II failure plays an important role in the coalescence between two non-overlapping cracks. The mechanism of coalescence observed in gypsum does not agree with previous experimental results where glass and polymer have been used (Horri and Namat-Nasser, 1986; Brace and Byerlee, 1967; Melin, 1989). For those materials coalescence only occurs between overlapping cracks and is caused by mode I failure. The possible reason why mode II failure can occur in gypsum and other earth materials such as rock and concrete is the existence of voids and pores in these materials. Porous material can absorb the shear dilation in the fracture process zone and prevent the development of resistant stress due to shear dilation. The mode II fracture toughness of material with high porosity is known to be low.

The new modified G-criterion which considers both mode I and mode II surface energy can predict the complicated process of fracture coalescence. The numerical technique by using the modified G-criterion and DDM is proved to be a powerful tool in studying fracture propagation and coalescence. This technique can also be applied to the study of the strength of jointed rock masses where joints and rock bridges widely exist. Good agreement is obtained between the experimental and predicted path and load magnitude of coalescence.

Acknowledgements

This study is sponsored by NUTEK for Sino-Swedish research co-operation in mining and metallurgy. The author also wish to thank O. Stephansson for supervising this study, H.H. Einstein for his help in the experimental tests and J. Rutqvist for helping to prepare this paper.

REFERENCES

- Bazant, Z.P. and P.A. Pfeiffer, (1986). Shear fracture tests of concrete, *Materials and structures*, **19**, 111-121.
- Brace, W. and J. Byerlee, (1967). Recent experimental studies of brittle fracture of rocks. *In: Failure and Breakage of Rock. AIME*, 57-81.
- Einstein, H.H., D. Veneziano, G.B. Baecher and K.J. O'reilly. (1983). The effect of discontinuity persistence on rock stability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs.* **20(5)**, 227-237.
- Eordgan, F. and G. C. Sih, (1963). On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear. *ASME J. Bas. Engng* **85**, 519-527.
- Hellan, K. (1984). *Introduction to fracture mechanics*. McGraw-Hill International Editions, Singapore.
- Horri, H. and S. Nemat-Nasser, (1986). Brittle failure in compression: splitting, faulting and brittle-ductile transition, *Phil. Trans. Roy. Soc.*, **319 (1549)**, 337-374.
- Jung, S.J., M. Enbaya and J.K. Whyatt, (1992). The study of fracture of brittle rock under pure shear loading. *Proc. Fractured and Jointed Rock Masses (preprint)*, 458-475.
- Lajtai, E.Z. (1969). Shear strength of weakness planes in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs.* **6**, 299-515.
- Melin, S. (1989). Why are crack paths in concrete and mortar different from those in PMMA? *Material and Structure*, **22**, 23-27.
- Nelson, R. (1968). Modelling a jointed rock mass. S.M. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Reyes, O. and H.H. Einstein, (1991). Failure mechanism of fractured rock — A fracture coalescence model. *Proc. 7th Int. Con. on Rock Mechanics*, **1**, 333-340.
- Shen, B. (1993). Mechanics of fractures and intervening bridges in hard rocks. Ph.D. Thesis, Engineering Geology, Royal Institute of Technology. ISBN 91-7170-140-0.
- Shen, B. and O. Stephansson, (1992). Deformation and propagation of finite joints in Rock masses. *Proc. Fractured and Jointed Rock Masses (preprint)*, 312-318.
- Shen, B. and O. Stephansson, (1993). Modification of the G-criterion for crack propagation subjected to compression. *Engineering Fracture Mechanics*. (in press)

Shen, B. and O. Stephansson. (1993). Numerical analysis of mixed mode I and mode II fracture propagation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. (Special issue for 34th U.S. Symp. on Rock Mech.)*.

Sih, G.C. (1974). Strain-energy-density factor applied to mixed mode crack problems. *Int. J. Crack.* **10(3)**, 305-321.

SAMMANFATTING

Sprickors koalition studeras vid enaxiella trycktester av gipsprovkroppar med 2 existerande sprickor. Försöken visar att koalition av de två sprickorna orsakas av dragbrott eller skjuvbrott, eller som en kombination av dessa. Försöken har också simulerats numeriskt med hjälp av ett modifierat F-kriterium och Displacement Discontinuity Method (DDM). De numeriska beräkningarna av sprickornas propagering och kritisk last vid sprickoalition stämmer väl överens med experimentella resultat. Försöken visade också att mod II brott dominerar vid koalition mellan två icke överlappande sprickor.

BERGMEKANISKA KONSEKVENSER AV NEDKYLNING

Rock mechanical consequences of refrigeration

Lars-Olof Dahlström, Petro Bloc AB
Rune Glamheden, CTH

INLEDNING

Lagring av naturgas i stora bergrum har både miljömässiga och säkerhetsmässiga fördelar jämfört med ytförlagda lager och kan vara ekonomiskt attraktiva förutsatt att de geologiska förhållandena är fördelaktiga. Ett flertal koncept på bergrumslager har presenterats. Dessa koncept kan delas in i trycksatta lager och kyllda lager. Inom respektive grupp kan en indelning dessutom göras i oinklädda och inklädda lager. I denna artikel kommer vi att behandla aspekter med avseende på kyllda oinklädda lager.

Kokpunkten för naturgas i flytande form är vid atmosfärstryck -162°C . I ett oinklätt lager kommer bergytan att vara direkt utsatt för denna temperatur, vilket leder till ett antal bergmekaniska konsekvenser. I första hand längd- och spänningsändras bergmassan. Men ändringen av temperaturen har även inverkan på elasticitetsmodulen, Poisson's tal samt tryck- och draghållfastheten. Initiering av nya sprickor och öppnande av existerande sprickor orsakar avkokning av gas samt bergmekaniska stabilitetsproblem; detta får förödande effekter på ett gaslager. Det finns ett par kända misslyckande av lagring av naturgas i oinklädda bergrum (Lindblom, 1984).

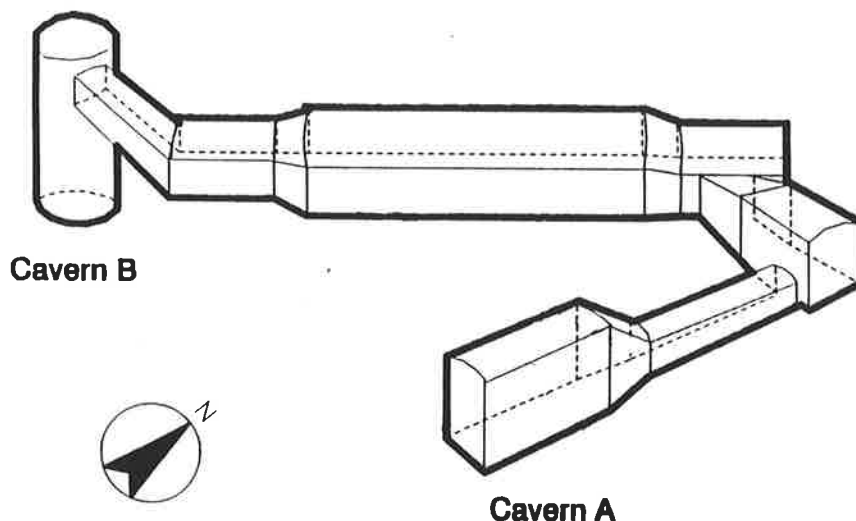
Forskning inom området har tidigare bestått i försök på laboratorieprover av bland andra Aoki, k. (1989), Lindblom (1977) och Mellor (1971). Under 80-talet utförde Geostock och Distrigaz ett pilotförsök av ett lager i lera (Boulanger & Luyten, 1982, 1983). För att erhålla en ökad förståelse för den kristallina bergmassans respons vid nedkylning av ett lager, bedrivs sedan ett par år ett försök i pilotskala på Chalmers. Försöken finansieras av ett konsortium där British Gas, Brooklyn Union Gas, Shell International, Göteborg Energi, Sydkraft, Vattenfall och NCC ingår. Stöd utgår dessutom med 40 % från NUTEK.

Försöksanläggningen konstruerades under 1990 och under våren 1991 utfördes det första fältförsöket där temperaturen sänktes i ett mindre bergrum till ca -40°C . Erfarenheten från detta försök ligger till grund för ett utökat fältförsök där temperaturen i bergrummet kommer att sänkas till -162°C . Resultaten som artikeln bygger på har tidigare publicerats i en doktorsavhandling av Dahlström (1992).

BESKRIVNING AV LABORATORIET

Layout och geometri

Berglaboratoriet Röda Sten är förlagt i en av Göteborgs Energis tunnlar i närheten av Götaälvs utlopp. Tillträde till anläggningen sker genom en tunnel med infart vid Älvsborgsbrons södra landfäste. Anläggningen är belägen ca 70 m under markytan. Grundvattenytan ligger ca 40 m över anläggningen. Anläggningen består av två mindre bergrum, A och B. Bergrum A är avsett för tester av trycksatta vattenridåttätade lager och bergrum B för tester av kylda lager, figur 1. Bergrum B är konstruerat som en cylinder med diametern 7 m och höjden 15 m. Bergrummet sprängdes ut genom schaktsänkning.



Figur 1 Plan över anläggningen
View of the facility

Geologi

Baserat på petrografisk analys klassificeras den dominerande bergarten i området som granodiorit. Bergarten är medelkornig och förskiffrad i en riktning omkring N245°/50°N. Den är frisk och dess färg är grå till gråröd. Det förekommer dessutom gångar i området av amfibolit, aplit och mylonit. Aplitgångarna följer huvudbergartens förskiffringsriktning.

De sprickor som har observerats vid cellkartering i bergrum B kan delas in i tre tydliga spricksystem. Det dominerande spricksystemet är orienterat ca N130°/80°W. Ett annat följer förskiffringsriktningen och ytterligare ett utgörs av bankningsplan. Flertalet sprickytorna är plana och friska. Sprickfyllnads material är kalcit, klorit och epidot. I ett fåtal sprickor är fyllnadsmaterialet lervittrat.

Materialdata

Följande karakteristiska materialparametrar har fastställts utifrån laboratorietester av kärnprov från Röda Sten. Testresultaten är tidigare rapporterade av He (1992).

Elasticitets modul, E	56 GPa
Poisson's tal, ν	0.25
Enaxiell tryckhållfasthet, σ_c	150 MPa
Draghållfasthet, σ_t	8.5 MPa
Torrdensitet, ρ	2670 kg/m ³
Porositet, n	0.31 %
Friktionsvinkel, ϕ_p	41 °
Dilatationsvinkel, ψ	7 °

Initiella bergspänningar

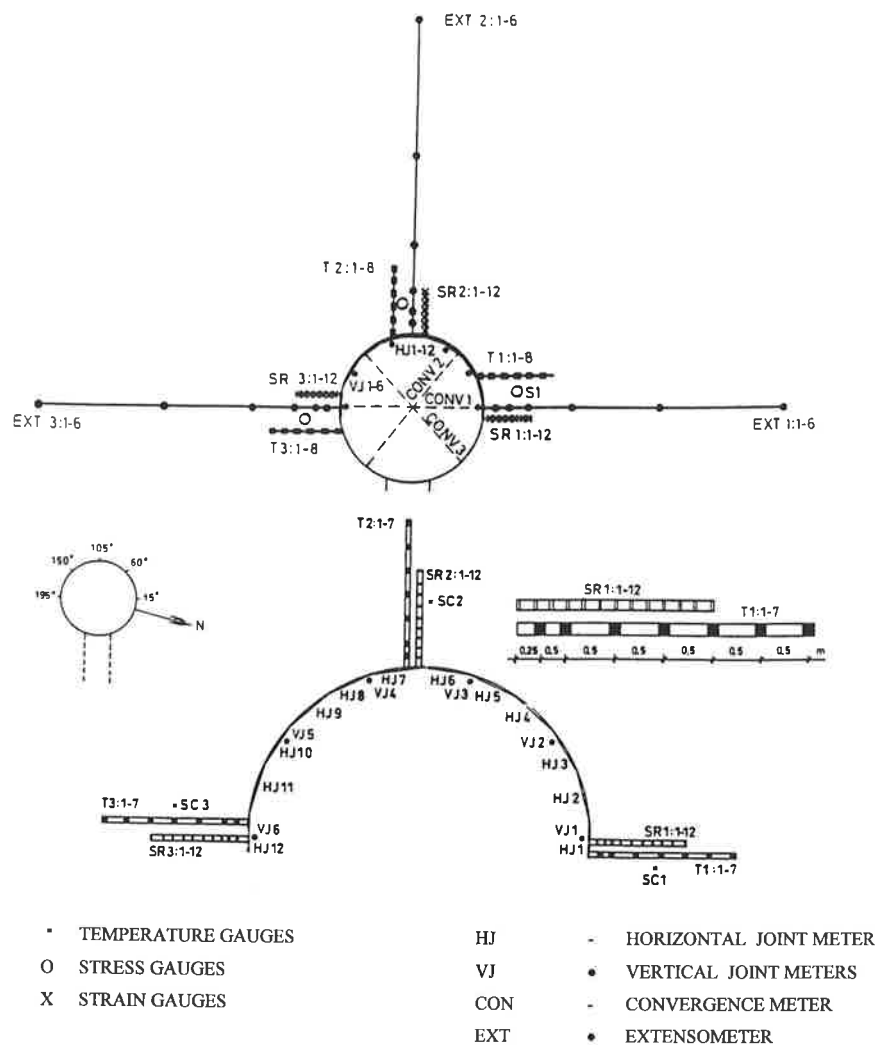
Bergspänningarna i Röda Sten har bestämts genom överborrningsteknik med CSIRO Hollow Inclusion Cell. Totalt nio celler överborrades i två borrhål innan bergrummen togs ut. Följande huvudspänningar har fastställts. Värdena har tidigare presenterats mer detaljerat av Dahlström (1992).

σ_1	7.2 MPa	N77°W	7°
σ_2	3.4 MPa	N20°E	9°
σ_3	2.0 MPa	N25°W	78°

UPPLÄGGNING AV FÄLTFÖRSÖKEN

Instrumentering

Instrumenteringen var koncentrerad till en horisontalsektion på cylinderns halva höjd. Instrumenten var installerade i tre vinkelräta riktningar i parallella hål och på bergytan. I figur 2 redovisas mätpunkternas läge i ett plansnitt. Totalt omfattade instrumenteringen 193 mätpunkter placerade i bergrummet och i omgivande bergmassa.



Figur 2 Instrumenteringsplan
Layout of the instrumentation

Temperaturgivarna utgjordes av termistorer med hög resistans inom det aktuella mätområdet. Givarens höga resistans medförde att kabelns resistansändring vid temperaturändring var försumbar. Givare var installerade i bergrummet och i omgivande bergmassa i tre vinkelrätt riktade borrhål till 3 m avstånd från bergytan.

CSIRO Hollow Inclusion celler har tidigare använts med goda resultat i olika typer av mätprojekt inom bergbyggande. Tre celler installerades i tre vinkelrätta riktningar på ca 1.5 m djup från bergytan. Avsikten var att installera givarna utanför den störda zon som skapats kring bergrummet vid sprängningen. Töjningsgivarna kopplades upp i halvbygga med "dummy gauge" för kompensering av ledarnas resistansändring med temperaturen. Töjningsgivarnas längdändring med temperaturen kompenserades genom kalibrering av två överborrade celler i laboratoriet.

Den radiella deformationen av bergrummet registrerades av ingjutna töjningsgivare, tre extensometrar samt tre konvergensgivare uppspända tvärs över bergrummet. Töjningsgivarnas längd var 15 cm. De installerades i tre serie om 12 givare till 1.8 m avstånd från bergytan i borrhål parallella med extensometerhålen.

Bergrummets tangentiella deformation registrerades av 6 töjningsgivare i två grupper. 12 miniextensometrar med längden 1 m monterades horisontellt i en halvcirkel samt 6 miniextensometrar med längden 2 m monterades vertikalt. Töjningsgivarna installerades på avsnitt av bergytan där inga visuella sprickor kunde observeras. Givarna riktades horisontellt, vertikalt och i 45 graders vinkel för att registrera eventuellt riktningsberoende för töjningen. Tre miniextensometrar upphörde att fungera under försöket.

Alla deformationsgivare baserades på sensorer av typen svängande sträng. Dessa sensorer omvandlar längdändring till frekvensändring. Sensorer av typen svängande sträng valdes därför att överföringen av frekvenser inte påverkas av kabellängden och därför att signalen är okänslig för kabelns temperaturändring. Givarna har dessutom visat sig vara tillförlitliga i andra mätprojekt där miljön varit krävande.

Med tanke på temperaturkompensering var alla deformationsgivare utrustade med en termistor. Deformation och temperatur registrerades således tillsammans i respektive mätpunkt. Extensometern var dock inte utrustad med termistorer i borrhålet utan endast i mät huvudet vid bergytan. Extensometern temperaturkompen serades utifrån temperaturgivare placerade i parallella borrhål. Sensorn, och i instrumenten ingående komponenter temperaturkompen serades med antagande om konstant längdutvidgningskoefficient över temperaturintervallet.

Nedkylningsprocedur

Bergrummet kylde s ned med en kylmaskin som hade freon som köldmedium. Aggregatets kyleffekt vid 0°C var uppskattad till ca 140 kW och vid -40°C till ca 40 kW. Maskinen var dimensionerad för att kunna sänka bergrummets väggtemperatur till -45°C på omkring 45 dygn. Denna väggtemperatur antogs erfordra en lufttemperatur på ca -55°C i bergrummet.

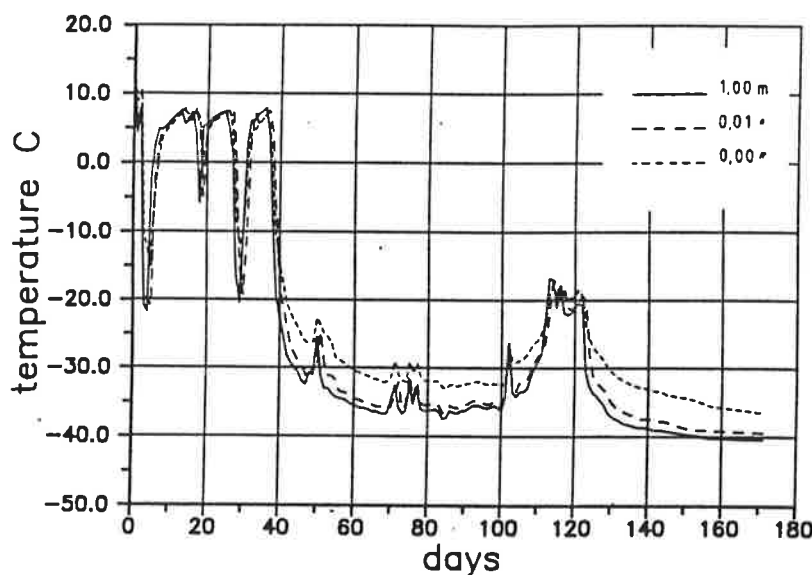
Försökets längd var faställd till 8 veckor men på grund av problem med bland annat aggregatets kompressor och avisningssystem blev den förlängd till ca 24 veckor. Försöket startades den 21 december 1990. De första 5 veckorna behövdes för att trimma in aggregatet. Därefter följde ca 9 veckors effektiv kylning varpå problem uppstod i aggregatets avisningssystem.

Detta problem tog ca 3 veckor att åtgärda och under denna period var kyleffekten reducerad. Därefter fortsatte kylningen av bergrummet ytterligare ca 7 veckor. Försöket avslutades den 10 juni 1991 efter totalt ca 12 veckors effektiv kylning av bergrummet.

RESULTAT

Temperaturmätning

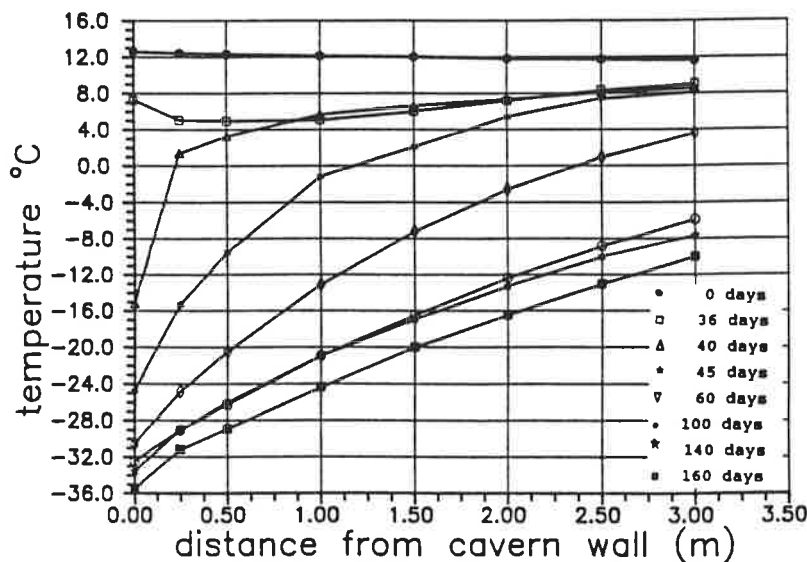
Bergytans temperatur under försöket, samt lufttemperaturen 1 cm respektive 100 cm ut från väggen redovisad i figur 3. De registrerade temperaturtopparna erhöles vid de tillfällen då problem uppstod i kylsystemet. Den lägsta lufttemperatur som uppnåddes i bergrummet var omkring -40°C .



Figur 3 Bergytans temperatur samt lufttemperaturen 1 cm respektive 100 cm ut från bergytan under försöket.
Temperature on the rock surface, and the air temperatures at 1 cm and 100 cm from the cavern wall, as function of time.

Bergmassans temperatur som funktion av avståndet från bergytan, vid olika tidpunkter under försöket presenteras i figur 4. Temperaturen var omkring 12°C när försöket inleddes. När aggregatet hade trimmats in, ca 40 dygn efter att försöket inleddes, hade temperaturen sjunkit till $+8^{\circ}\text{C}$ på bergytan. 100 dygn efter att försöket startade, och efter ca 60 dygns effektiv kylning, var temperaturen -31°C på bergytan och -6°C på 3 m avstånd från bergytan.

När försöket avslutades var temperaturen -36°C på bergytan och -10°C på 3 m avstånd från bergytan. Bergytans temperatur sänktes alltså 48°C under försöket, medan temperatursänkningen på 3 m avstånd från bergytan var 22°C . Utifrån avläst temperaturgradient kan bergmassans temperatur anses vara opåverkad på ca 6 m djup från bergytan.



Figur 4 Temperatur som funktion av avståndet från bergytan före nedkylning och efter 36, 40, 45, 60, 100, 140 och 160 dygns nedkylning.
Temperature vs. distance from the cavern wall before cooling and after 36, 40, 45, 60, 100, 140 and 160 days of cooling

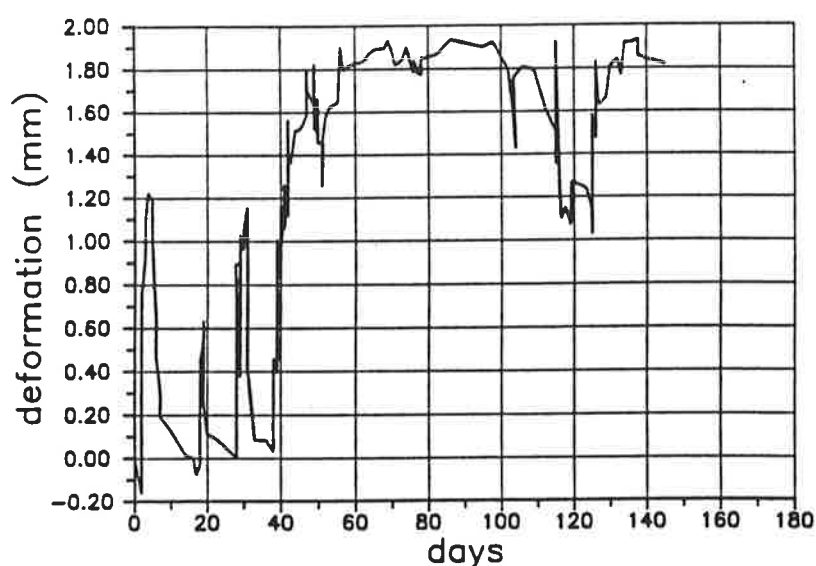
Spänningsmätning

Vid temperaturkompensering av cellerna i bergmassan användes ett medelvärde för respektive töjningsgivare. De spänningsceller som var installerade i bergmassan registrerade större kontraktion än de referensceller som kylades ned i laboratoriet. Resultaten motsvarar alltså en kompression och spänningsökning vid nedkylning. När försöket avslutades registrerades en spänningsökning i intervallet 2.4-13.5 MPa i radiell riktning, 4.9-9.7 MPa i horisontell tangentiell riktning och 3.5-10.3 MPa i vertikal tangentiell riktning.

De två referenscellerna i laboratoriet registrerade en oregelbunden kontraktion vid temperatursänkning. Detta medför att resultaten bedöms som osäkra.

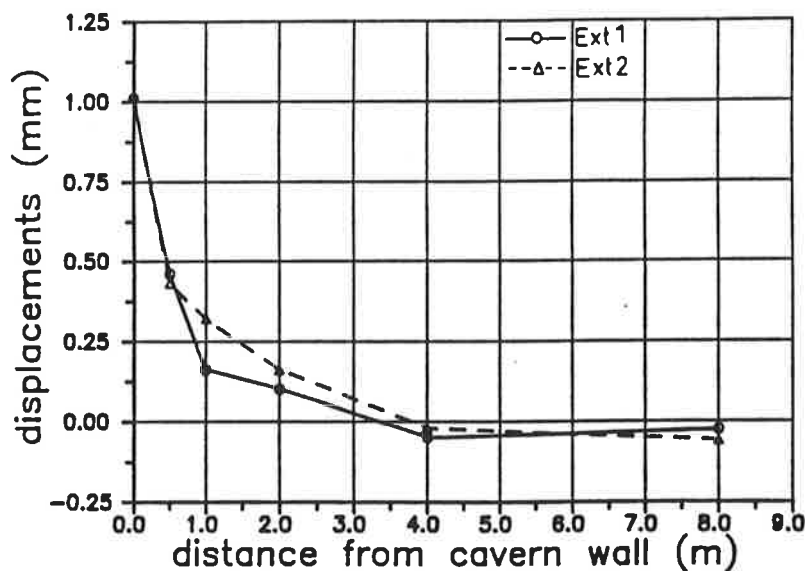
Deformationsmätning i radiell riktning

Efter ett par dagars effektiv nedkylning och sänkning av bergytans temperatur i intervallet +12 till -16 uppmättes en ökning av diametern med 0.95 mm. Den största diameterökningen uppmättes längs konvergensgivaren som var installerad vinkelrätt mot den dominerande sprickriktningen. Då försöket avslutades uppgick rörelsen i denna riktning till ca 1.9 mm. Parallellt med huvudsprickriktningen uppmättes en ökning av diametern med upp till 1.5 mm under försöket. I figur 5 redovisas uppmätt deformation i konvergensgivare CONV3, se figur 2.



Figur 5 Ökning av rummets diameter registrerad av konvergensgivare CONV3.
Increase of the cavern diameter measured by the convergence meter CONV3.

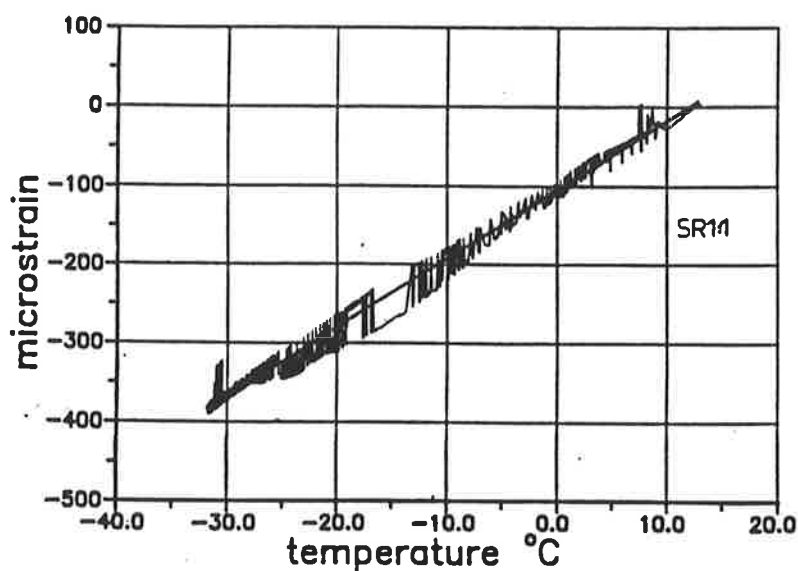
Den radiella deformation som uppmättes efter 160 dagar av EXT1 och EXT2 redovisas som funktion av djupet i figur 6. Positiva värden motsvarar en rörelse i riktning ut från bergrummet. Den uppkomna temperatursänkningen i bergmassan vid denna tidpunkter har resulterat i att bergytan rört sig ca 1 mm i riktning ut från rummet. Bergmassan har i huvudsak deformerats inom ett avstånd på 2 m från bergytan. På avstånden 4 och 8 m från bergytan registrerades en viss inåtgående rörelse i slutet av försöket.



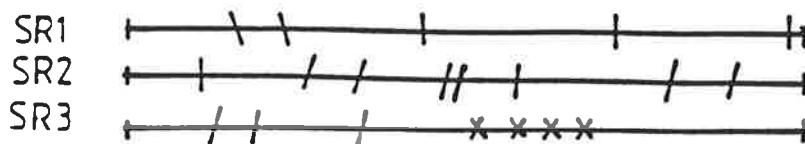
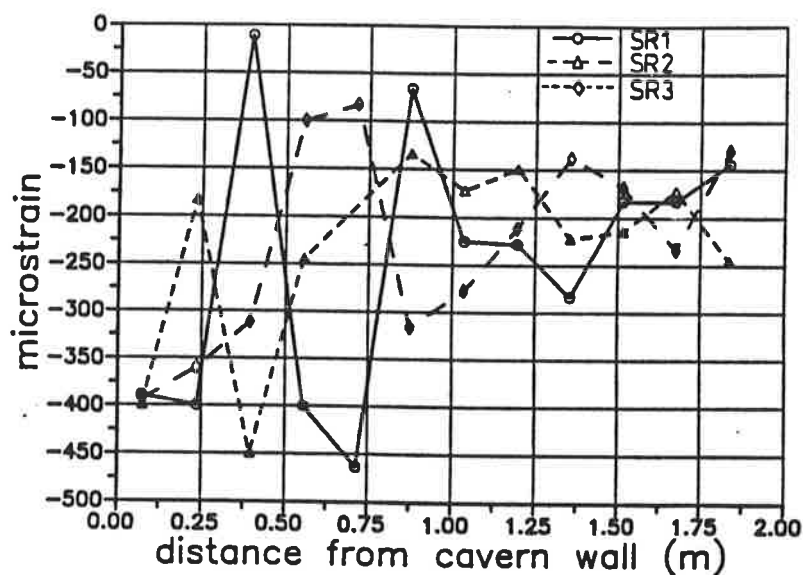
Figur 6 Radiell deformation som funktion av avståndet från bergytan efter 160 dygns nedkylning. Positiva värden motsvarar utåtriktad rörelse.
Radial displacement as a function of distance from the cavern wall after 160 days of cooling. Positive values correspond to displacement directed outwards.

Flertalet töjningsgivare, som var monterade i radiell riktning mot bergrummet, visade en termisk kontraktion vid sänkt temperatur. Tre givare registrerade dock först en kontraktion för att vid ytterligare temperatursänkning registrera en expansion. Töjningsgivarna närmast bergytan registrerade för en temperatursänkning i intervallet $+12^{\circ}$ till -35°C en total kontraktion på ca 400 microstrain, figur 7. Detta motsvarar en linjär längdutvidgnings koefficient på ca $8.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

I Figur 8 redovisas töjningen som funktion av avståndet från bergrumsväggen efter 145 dygns nedkylning. För att kunna jämföra töjningarna mot spricklägen, visas en sprickkartering längs respektive instrumenteringshål. Ett streck markerar läget för en enskilda spricka medan ett x avser ett läget med fler sprickor. Kontraktionen varierar mycket oregelbundet från mätpunkt till mätpunkt. En töjningsgivare placerad i anslutning till en spricka visar i flera fall en mindre kontraktion än en placerad över intakt berg.



Figur 7 Kontraktion som funktion av temperaturen för givare SR1:1
Contraction as a function of temperature for gauge SR1:1

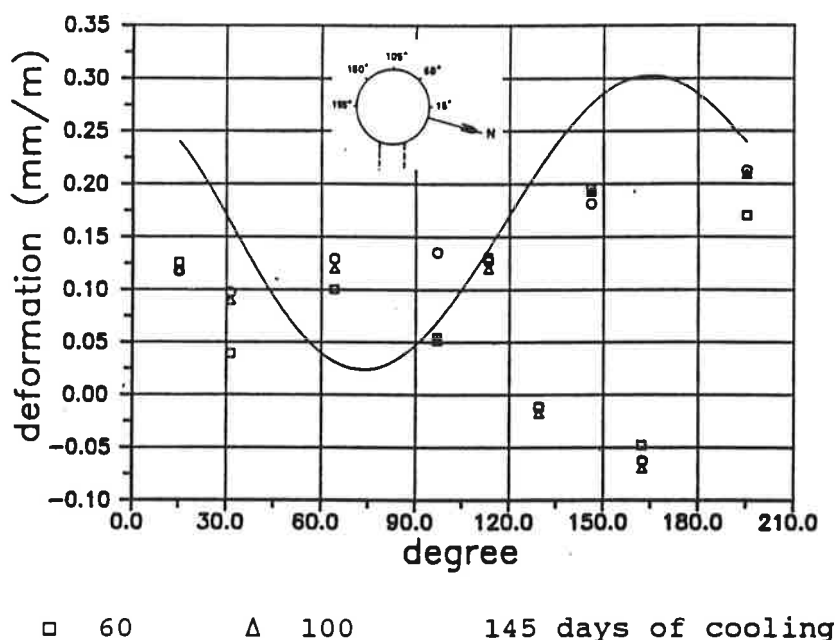


Figur 8 Registrerad kontraktion som funktion av avståndet från bergytan
efter 145 dygns nedkylning. Linjen under visar sprickornas läge längs
borrhålet.
Recorded contraction as a function of distance from the cavern wall
after 145 days of cooling. The line below shows position of joints along
the bore hole.

Deformation i tangentiell riktning

Den uppmätta tangentiella deformationen varierar längs den instrumenterade halvcirkeln. Bortsett från två av miniextensometrarna, registrerade alla extensometrar en expansion. I genomsnitt registrerades en längdutvidgning på 0.15 mm/m. Den största utvidgningen som registrerades var 0.2 mm. Detta motsvarar en linjär längdutvidgnings koefficient på $4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Den största kontraktionen som registrerades uppgick till ca 0.05 mm.

Den tangentiella deformationen i relation till miniextensometersns placering i bergrummet redovisas i figur 9. Deformationen anges efter 60, 100 och 145 dygns nedkylning. Extensometersns placering är angiven som vinkeln relativt norr i riktning motsols till respektive mätinstrumentets mittpunkt. Den heldragna kurvan i figuren avser uppskattad kompression längs en cirkel ett par decimeter ut i bergväggen i samband med att bergrummet sprängdes ut.



Figur 9 Tangentiell deformation efter 60, 100 och 145 dygns nedkylning i relation till instrumentets placering i bergrummet. Positiva värden motsvarar expansion. Den heldragna kurvan avser uppskattad kompression av bergväggen vid uttag av rummet.
Tangential deformation after 60, 100 and 145 days of cooling at different positions of the cavern wall. Positive values correspond to expansion. The solid line display the approximated compressive deformation of the cavern wall due to excavation.

Själva bergytan antas vara mer eller mindre obelastad på grund av sprängskador och ytråhet. I de avsnitt där de registrerade värdena ligger över den heldragna kurvan överstiger expansionen vid nedkylning den tidigare uppkomna kompressionen. Dessa avsnitt indikerar potentiella riskområden där sprickor kan öppnas.

I figuren kan dessutom observera att den tangentiella deformationen uppkommer i ett tidigt skede av nedkylningsfasen. Huvuddelen av deformationen har uppkommit redan 60 dygn efter att försöken startade, vilket motsvarar ca 20 dygn efter att kylsystemet börjat fungerat tillfredsställande. Tre miniextensometrar är inte representerade i figuren på grund av bortfall under försöket.

Av de sex töjningsgivare som var monterade på bergytan registrerade endast en expansion. Efter 145 dygn uppgick expansionen över denna givare till 200 microstrain. Givaren var installerad horisontellt vinkelrätt mot den dominerande sprickriktningen. De övriga töjningsgivarna registrerade en kontraktion i intervallet 250-650 microstrain. Den givare som registrerade den största kontraktionen var monterade horisontellt på ett sprickplan i den dominerande sprickgruppen. Den maximala kontraktionen motsvara en linjär längdutvidgnings koefficient på $13.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

DISKUSSION

Resultaten från spänningsmätningen, visade ökad tryckspänning vid sänkt temperatur; detta överensstämmer inte med vad som förväntades. Resultaten kan ifrågasättas på grund av att referenscellerna i laboratoriet registrerade oregelbundna värden. Tryckspänningar kan dock ha utbildas på grund av spänningsomlagring och istryck. I ytan närmast bergrummet kan dragspänningar uppstått medan tryckspänningar konstaterades på 1.5 m avstånd från bergytan genom spänningsomlagring. Rummets diameter ökade skenbart vid nedkylningen på grund av uppluckring närmast bergytan.

Kontraktionen varierade mycket oregelbundet från mätpunkt till mätpunkt. En Töjningsgivare placerade i anslutning till sprickor visar i flera fall en mindre kontraktion, än givare placerade på intakt berg. Givarens placering i förhållande till sprickorna påverkar resultatet. Teoretiskt skulle en töjningsgivare med ankarna placerade centriskt i två separata block inte visa någon deformation alls vid nedkylning. Sprickan öppnas mellan blocken men detta leder inte till att instrumentet registrerar någon deformation. Den variation som erhållits i resultaten kan alltså bero på hur instrumenten varit placerade i blocken.

Konvergensgivarna och extensometrarna redovisar ett samstämmigt resultat både vad det gäller deformationens riktning och magnitud. Avläsningen i olika skalområden stämmer dock inte riktigt överens. Konvergensgivarna registrerar en kontraktion som är störst vinkelrätt mot den dominerande sprickriktningen medan ytmonterade töjningsgivare tyder på att kontraktionen är störst parallellt med huvudsprickriktningen. Med avseende på sprickplanen borde diameterökningen varit större i riktning parallellt med huvudsprickriktningen.

Endast ett fåtal mindre block ramlade ner under försöket. Dessa block var troligen lösa redan innan försöket påbörjades. Undersökning av bergytan efter att försöket avslutades visade att block framför allt var lösa i avsnitt där sprängskadorna bedöms vara stora. Lösa block förekom framför allt i övre delen och nedre delen av cylindern samt på väggen i närheten av borrhypor. Det är troligt att nedkylningen påskyndade och ökade uppluckring av blocken men de skadorna som gav upphov till lösa block bedöms ha uppkommit redan vid utsprängning av bergrummet. Totalt skrotades ca 4.5 m³ ned efter att försöket hade avslutats. Detta motsvarar ca 1 % av bergrummets volym.

SLUTSATSER

Bergmassans respons vid nedkylning av ett bergrum är mycket komplex. Deformation erhålls på grund av bergmassans temperaturutvidgning och spänningsändring samt uppkomst av istryck i sprickplanen.

Mätningarna tyder på att bergmassans termiska längdändring i stor utsträckning är linjär inom det aktuella temperaturintervallet. Det går att observera ett visst skalberoende av den termiska längdändringen. Längdändringen är större i ett intakt block än i bergmassa som inkluderar sprickor.

Vid nedkylning av bergrummet uppmättes en ökning av diametern och en ökning av rummets omkrets. Då försöket avslutades efter 160 dygn och en temperatursänkning på ca 50°C hade en diameterökning i intervallet ca 1.5-2 mm uppmätts.

Huvuddelen av den uppkomna deformationen i bergväggen registrerades på avståndet 0-2 m från bergytan. På avståndet 4 m från bergytan var deformationen endast marginell. En liten inåtgående deformation registrerades i intervallen 4-8 m från bergytan. Detta förhållande överensstämmer i stort med resultaten i en elastisk beräkningsmodell.

Spänningsceller monterade på ca 1.5 m avstånd från bergytan registrerade en spänningsökning vid nedkylning. Resultaten ifrågasätts men kan möjligen förklaras med en spänningsomlagring på grund av att bergytan spricker upp och att istryck skapas kring bergrummet.

Vid ett anisotropt spänningsfält och invid en genom sprängning uppluckrad bergyta kring ett bergrum är det troligt att det alltid finns något område som är spänningslöst. Detta medför att sprickor kommer att öppnas i avgränsade avsnitt av rummet även om bergrummet förläggs på stor djup och under höga tryckspänningar.

Det är troligt att nedkylningen påskyndar och ökar uppluckringen av en bergyta. Försöket på visar dock att de flesta skador uppkommit redan vid utsprängningen av bergrummet. För att undvika uppkomsten av lösa block i bergytan är det därför av extra stort vikt att begränsa sprängskadorna då bergrummet kommer att kylas ned.

Erfarenheterna från försöken i den första fasen var värdefulla och dessa utgör en grund som kommer till användning vid utformning av försöken i nästa fas där temperaturen skall sänkas till -162°C.

REFERENSER

Aoki, K., Hibiya, K & Yoshida, T., 1989. Storage of refrigerated liquefied gases in rock caverns - Characteristics of rock under very low temperature. Proc. Int. Conf. on Storage of Gas in Rock Caverns, Nilsen Ed., pp. 237-243, Trondheim.

Dahlström, L.O., 1992. Rock mechanical consequences of refrigeration - A study based on a pilot scale rock cavern. Dep. of Geotech. Eng., Chalmers University of Technology, Sweden.

He, J., 1992. Lined underground openings. Rock mechanical effects of high internal pressure. Dep. of Geotech. Eng., Chalmers University of Technology, Sweden.

Lindblom, U., 1977. Experimental and analytical research related to LNG storage in rock caverns. Proc. 1st Int. Symp. on storage in excavated rock caverns, vol. 2, pp. 257-263, Stockholm.

Lindblom, U., Goodall, D.C., & Brekke, T.L., 1984. Underground bulk storage of hydrogen in mined caverns. Report No. UCB/GT/84-13. Dep. of Civ. Eng. University of California, Berkeley.

Mellor, M., 1971. Strength and deformability of rocks at low temperatures. US. Army Corps of Engineers, CRREL Research Rept. 294. Hanover, New Hampshire.

ABSTRACT

The deformation of a rock mass due to temperature decrease below freezing is very complex, since many factors are involved; thermal strain, strain due to stress change, stress re-distribution, ice formation and temperature dependency of the rock mechanical properties.

The objective of this study was to achieve a better understanding of the rock mass response to thermo-mechanical loading when storing low temperature products in rock caverns excavated in hard crystalline rock masses.

In order to investigate the rock mass response to thermo-mechanical loading, a pilot scale rock cavern, with a height of 15 m and a diameter of 7 m, was tested under refrigeration conditions.

The pilot scale test cavern was refrigerated for about 5 months. Temperatures and deformations were measured frequently during the cooling period. Radial deformations and temperatures were measured in the rock cavern, as well as in the host rock mass. Tangential deformations were measured at the mid-height of the cavern. Stress changes were recorded in the vicinity of the rock wall. In total, the rock instrumentation system consisted of 193 instruments.

BETYDELSEN AV EN VATTENRIDÅ VID OINKLÄDDA GASLAGER – RAPPORT FRÅN ETT PILOTFÖRSÖK I RÖDA STEN

The importance of a water curtain for unlined gas storages – Report from a pilot study at Röda Sten

Carl-Olof Söder, Institutionen för Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

INLEDNING

I Röda Sten har sedan 1991 experiment utförts i syfte att verifiera och komplettera de teorier och erfarenheter som finns för oinklädda, trycksatta respektive kyllda gaslager. Röda Sten anläggningen består av två bergrum, rum A och B, där rum A är konstruerat för att kunna simulera ett trycksatt gaslager och rum B används till nedkylningsförsök.

När det gäller trycksatta gaslager finns det i princip två alternativ att välja mellan; inklädda och oinklädda lager. Konceptet med inklädda lager har redan testats i större skala i en försöksanläggning i Grängesberg och resultaten har presenterats på Bergmekanikdagen 1990 och 1991.

Oinklädda gaslager har sedan 1970-talet varit föremål för olika utredningar men de här redovisade försöken tycks vara de första att utföras i större skala under helt kontrollerade former.

De resultat som presenteras i detta bidrag hänför sig till **oinklädda, trycksatta** lager och har blivit utförda i rum A. Experimenten har delats in i två faser:

- Fas 1: Utfördes huvudsakligen under 1991 och bestod av en geohydrologisk undersökning samt ett antal test av luftläckagets storlek vid olika lufttryck upp till 5.0 bar (500 kPa).
- Fas 2: Merparten blev utförd under 1993 men några kompletterande tester återstår vid detta bidrags skrivande. Med hjälp av en vattenridå bestående av 33 st borrhål har vattentrycket i bergmassan kunnat kontrolleras i avsikt att förhindra luftläckage. Lufttryck upp till 10.5 bar (1050 kPa) har testats. Dessutom har inverkan av olika borrhålsavstånd samt vattenridåkonfiguration testats.

Finansiärer i projektet består dels av svenska intressenter: NUTEK, Göteborg Energi, Vattenfall, Sydkraft, NCC dels av utländska: British Gas, Shell Int. Petroleum samt

Brooklyn Union Gas Co. Statsbidrag med 40% av projektkostnaderna har utgått från NUTEK.

Lagring av naturgas under mark har hitintills varit begränsat till övergivna olje- och gasfält, akvifärer och s k saltdomer. Förekomsten av dessa geologiska formationer är dock begränsad eller helt utesluten inom vissa länders gränser och här skulle gaslagring i berggrum kunna vara ett alternativ.

Ett gaslager tjänar åtminstone två syften; Att fungera som lastutjämning samt beredskapslager.

En jämförande studie mellan inklädda och oinklädda lagersystem (Märgen och Lindblom, 1990) visar att de oinklädda lagren är kostnadseffektiva vid stora lager och att brytpunkten ligger på en lagringsförmåga av drygt 2 TWh. Ett sådant lager skulle ha en utsprängd volym på minst 2 miljoner m³ och ett lagringsdjup på ca 1000 m under förutsättning att vattenridån enbart upprätthåller det hydrostatiska grundvattentrycket på det aktuella djupet.

Konceptet att använda vatteninjektering för att minska eller stoppa gasläckage föreslogs första gången av Jänelid (1972). Åberg (1977) studerade fenomenet med gasinträngning och gasläckage i en spricka och en av slutsatserna var att en vertikal gradient $I > 1.0$ mot berggrummet är tillräcklig för att förhindra gasläckage. Goodall, Åberg och Brekke (1988) generaliserade dessa kriterium till att vattentrycket måste öka på en liten sträcka längs alla tänkbara läckagevägar och i gasläckagets riktning. De fastslog också att ett kriterium för gasinträngning i sprickor som mynnar i berggrummet beror på parametrar vilkas storlek är osäkra eller oförutsägbara; följaktligen är dylika kriterier inte applicerbara på verkliga gaslager. Istället bör problemet fokuseras på att förhindra vidare transport av gas som redan trängt in i spricksystemet.

Gustafson och Rhen (1987) presenterade i två rapporter resultat från borrhålsförsök i Stripa i syfte att dels testa hypoteserna för gasläckage i ett fältförsök i liten skala, dels ge erfarenheter för en framtida pilotanläggning. Från dessa försök kan bl a följande slutsatser dras:

- Gasgenombrott inträffade vid en vertikal gradient mycket nära 1.0
- Efter ett gasgenombrott kan gastätheten återställas

Lindblom (1989) rapporterade från ett LPG-lager, försett med en överliggande vattenridå, att läckaget (vid tester med komprimerad luft) varierade mellan 0.0059–0.0071 % per dag för en vertikal gradient betydligt över 1.0.

Kjørholt (1991) studerade 10 s k luftpute-kamrer i berg, vilka används för att lagra komprimerad luft vid vattenkraftverk i syfte att dämpa tryckvariationer i tilloppstunnlar.

Av dessa är det två som har varit i drift både med och utan vattenridå, Kvilldal och Tafjord. Utan vattenridå var luftläckaget från dessa 240 respektive 150 Nm³/h och med vattenridån installerad anges luftläckaget till noll.

Ett noll-läckage är baserat på beräkningar av den mängd luft som försvinner p g a diffusion i vattenbädden samt vattenutbytet mellan vattenbädden och tilloppstunneln; utgångspunkt för beräkningen är modell tester och inte mätningar på plats. Påståendet att luftläckaget helt har upphört kan därför inte sägas vara helt verifierat, även om indicierna måste sägas vara starka.

Med allt vad som här sagts angående gaslagring torde det vara klart att konceptet med en vattenridå för att kontrollera gasläckaget fungerar i så måtto att det väsentligt reducerar läckaget ut i bergmassan och man kan säga att erfarenheterna från försöken i Stripa och Norge visar att luftläckaget kan fås att helt upphöra. Ett noll-läckage kan i praktiken inte säkert verifieras, beroende på att mätningarna av tryck, temperatur, luftvolym och diffusion alla är behäftade med fel, vilka tillsammans bestämmer noggrannheten i beräkningarna av luftläckaget.

Mot bakgrund av detta genomförde SwedeGas AB 1990 en förprojektering av en pilotanläggning för ett vattentätat bergrumslager i Dannemora gruvor där undertecknad medverkade i provningsgruppen. Resultatet var en genomarbetad plan för hur denna anläggning skulle byggas och instrumenteras samt ett provningsprogram. Detta program genomfördes aldrig. Däremot har projektet varit värdefullt för planeringen av försöken i Röda Sten och speciellt i Fas II, där provningsprogrammet ursprungligen var nära nog identiskt med det för SwedeGas' pilotanläggning.

Skälen till att genomföra försök i en pilotanläggning utöver de experiments som rapporteras av Kjørholt (1991) är att man i en pilotanläggning har möjlighet att testa och jämföra olika alternativ. Exempel på sådana alternativ som testats i Röda Sten är:

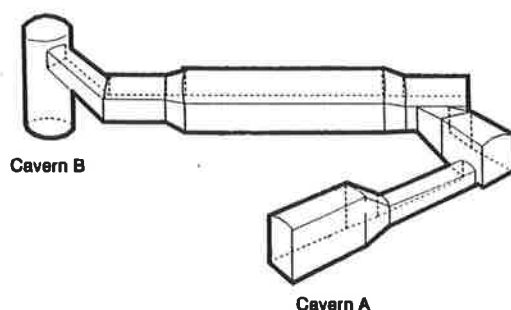
- Ökande lufttryck med bestämning av luftläckaget vid varje nivå.
- Stegvis variation av vattenridåtrycket för varje nivå på lufttrycket.
- Inverkan av olika borrhålsavstånd i vattenridån.
- Olika utformningar av vattenridån. (Enbart över lagret, över lagret och på sidorna samt helt omslutande)
- Hur snabbt läckaget utvecklas i tiden vid ett pumpbortfall och om detta kan förbättras
- Inverkan av höga vattentryck på bergmassan.

I det följande kommer resultat från tester i Röda Sten att redovisas.

BESKRIVNING AV ANLÄGGNINGEN OCH UTFÖRDA TESTER

Anläggningen vid Röda Sten, RSRL (Röda Sten Rock Laboratory), är belägen i västra Göteborg vid Älvsborgsbron. Marktäckningen uppgår till ca 70 m och djupet från Göta Älv's vattenyta till rum A är ca 30 m.

Rum A utgörs av ett konventionellt utsprängt bergrum enligt figur 1. Vid ingången till rummet har en betongplugg utförts, vilken är dimensionerad för ett inre tryck av 80 bar, för att möjliggöra eventuella framtida tester av ett inklätt lager.



Figur 1: Vy över Röda Sten, RSRL, med rum A och rum B.
View over Röda Sten, RSRL, with cavern A and cavern B.

Bergmassan i området utgörs av sk Askimsgranit, vilken i det aktuella området är en grå-röd granit med mer eller mindre uttalad foliation. Mindre gångar med kvarts, aplit, pegmatit och amfibolit förekommer.

Sprickfrekvensen i berget i anslutning till rum A är 4–5 sprickor/m med dominerande sprickriktning N60W/vertikal.

Fas 1

Dessa tester bestod i att dels bestämma bergmassans geohydrologiska egenskaper, dels utföra luftläckage tester utan någon vattenridå.

De geohydrologiska testerna bestod av tryckuppbyggnadstester och injektionstester i två borrhål samt en serie storskaliga injektionstester av bergmassan genom att hela bergrummet trycksattes. Tryckresponser i borrhålen registrerades samtidigt.

Luftläckageförsöken utfördes med hjälp av en kompressor. När rätt lufttryck erhållits stängdes ventilen på tillloppsledningen. Under experimentet mättes tryck, temperatur och inflöde av vatten. Den totala gasmassan vid olika tidpunkter beräknas enligt allmänna tillståndslagen för gaser:

$$m_s = \frac{p_g V}{RT}$$

där,

m_s : massan av gas [kg]

p_g : absoluta lufttrycket [Pa]

V : luftvolymen [m^3]

R : allmänna gaskonstanten, 287 J/(kg·K) för luft

T : luft temperaturen [K]

Försöken startade med ett lufttryck på 50 kPa och höjdes sedan inför varje nytt test med ca 50 kPa upp till 500 kPa för att sedan sänkas till nivåerna 400, 250, 210 samt 110 kPa. Avsikten med den stegvisa sänkningen var att undersöka i vilken grad bergmassans tätande funktion kan återställa sig själv efter ett luftläckage.

Fas 2

Nästa fas i försöken i rum A bestod i att testa vilken inverkan en vattenridå har på luftläckaget samt hur denna inverkan beror av borrhålsavstånd och graden av omslutning hos vattenridån.

Vattenridån består av 33 stycken ca 40 meter långa borrhål, vilka tillsammans med en lokal vattenridå vid betongpluggen helt omsluter bergrummet.

Installationerna till vattenridån omfattar egentligen två delar, varav en mindre del användes till de borrhålstester som utfördes och huvuddelen användes till att försörja vattenridån under läckagetesterna.

För att upprätthålla trycket i vattenridån användes en kolvpump vars hastighet varierades med en frekvensregulator, vilken i sin tur fick signaler från två olika tryckgivare. En tryckgivare mätte vattentrycket och med denna kunde alltså ett konstant vattenridåtryck upprätthållas. Nästa tryckgivare var egentligen en differenstryckgivare, vilken mätte differenstrycket mellan övre vattenridå och lufttrycket i rummet och med denna som styrning av pumpen kunde differenstrycket hållas konstant även om lufttrycket i rummet sjönk p g a läckage. För pumpstyrning under luftläckagetesterna användes huvudsakligen differenstryckgivaren.

Vattenridån är uppdelad i tre sektioner; övre del, undre del samt sidor plus gavel. Dessutom har betongpluggen försetts med en egen skärm av borrhål för att förhindra läckage i berget utanför pluggen samt i övergången mellan betong och berg. I figur 3 och 8 kan utseendet hos dessa vattenridåer studeras. Tryck och flöde i dessa sektioner registrerades under försöken.

Samtliga borrhål i vattenridån testades enligt ett relativt omfattande program. Samtidigt registrerades tryckresponser i de närliggande borrhålen för att man bättre skulle kunna utvärdera egenskaperna hos mellanliggande bergmassa.

För att komplettera dessa resultat utfördes även dubbelmanschett-tester i sektioner om 4 meter för att få en uppfattning om hur transmissiviteten fördelar sig längs borrhålet. Dessa tester utfördes i de fem kärnborrade hålen, se figur 3.

Luftläckagetesterna utfördes vid lufttryck på ca 450, 600, 750, 900 och 1050 kPa och varje trycksteg inleddes med att vattenridåtrycket i de övre borrhålen höjdes ca. 150-200 kPa över lufttrycket. Eftersom samtliga borrhål under dessa tester var sammankopplade, är tryckskillnaden till lufttrycket i rummet större för vattenridåhålen vid sidan och under rum A än för de övre ridåhålen. Därefter sänktes trycket i vattenridån stegvis tills pumpen slutligen stannade helt. När luftläckaget från rummet stabiliserats startades pumpen igen och trycket i vattenridån höjdes ånyo stegvis tills differenstrycket var återställt till det ursprungliga. Efter en sådan sekvens höjdes lufttrycket i rummet med kompressorn till nästa trycknivå samtidigt som vattenridåtrycket följde med för att bibehålla differenstrycket konstant.

Förutom läckage genom bergmassan finns det två andra möjliga sätt på vilket luften kan försvinna ur rum A, via inläckande vatten och via genomföringar genom pluggen.

På grund av att vatten hela tiden rinner in i rummet måste detta tömmas ut med jämna mellanrum för att inte lufttrycket skall öka för mycket. Eftersom lösligheten för luft i vatten ökar med högre tryck försvinner vid varje tömning en viss mängd luft med detta vatten. Denna luftmängd har mätts upp vid olika tillfällen och resultaten visar att mätmetoden varit effektiv.

De genomföringar för mätkablar som finns genom pluggen har visat sig läcka trots olika försök att injektera. Även detta läckage har mätts upp men resultaten är inte lika exakta som för luftlösligheten.

RESULTAT FRÅN FÄLTFÖRSÖK

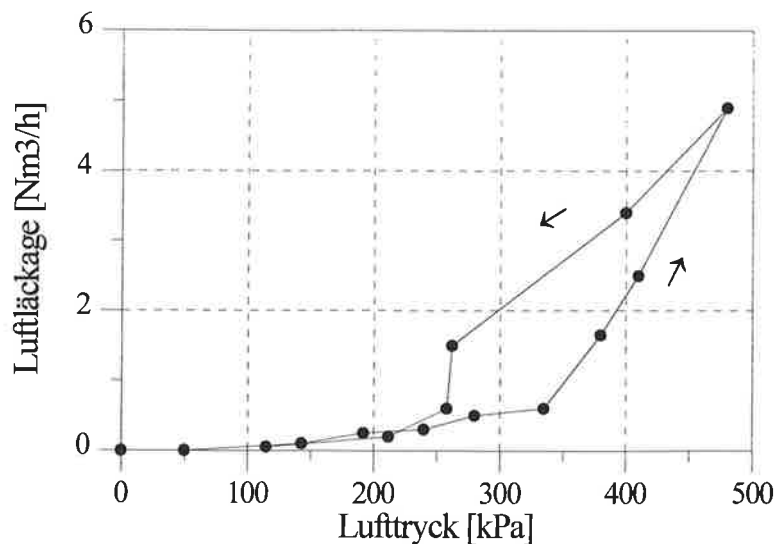
Fas 1

Som redan beskrivits var syftet med dessa första tester att bestämma storleken på luftläckaget från rum A innan vattenridån var borrarad.

Lufttrycket höjdes stegvis till 500 kPa och vid varje trycksteg bestämdes läckaget innan en ny tryckhöjning genomfördes.

Figur 2 visar resultaten när hänsyn tagits till läckage genom pluggen samt förluster i läckagevattnet. Lufttrycket anges konsekvent i denna rapport som atmö (tryck överstigande atmosfärstrycket 1 atm).

Pilarna i figuren anger i vilken ordning de olika testen genomfördes.



Figur 2. Resultaten från läckagetesterna i Fas 1. Lufttrycket anges som atmö.
The results from the leakagetests in Phase 1. Airpressure is given as atmospheric overpressure. Arrows indicate order of the tests.

Grundvattentrycket i omgivande bergmassa, uppmätt i två borrhål på samma nivå som rum A var under försöket 300-350 kPa. Av figur 2 framgår att luftläckaget är litet fr o m ett lufttryck på ca 100 kPa, ökar vid ca 240 kPa för att sedan öka kraftigt efter en brytpunkt vid ca 330 kPa. Orsaken till det läckage som finns för lufttryck under 200 kPa är förmodligen att bergmassan mellan rum A och tunneln till rum B (se figur 1) har ett lägre grundvattentryck p g a långvarig avsänkning.

Intressant att notera i figur 2 är hur luftläckaget påverkas vid en sänkning av lufttrycket från ca 500 kPa. Vid 400 och 250 kPa är luftläckaget till en början betydligt högre än vid motsvarande tryck i början av försöken. Vid 250 kPa sjunker dock luftläckaget så småningom till sitt ursprungliga värde och vid ytterligare sänkningar av trycket följer luftläckaget den ursprungliga kurvan.

Orsaken till att luftläckaget inte följer samma kurva vid en trycksänkning från 500 kPa beror på att vid de större lufttrycken vattnet har pressats undan i sprickorna; när sedan lufttrycket ånyo sänks existerar det fler läckagevägar än vad det aktuella lufttrycket själv kan skapa.

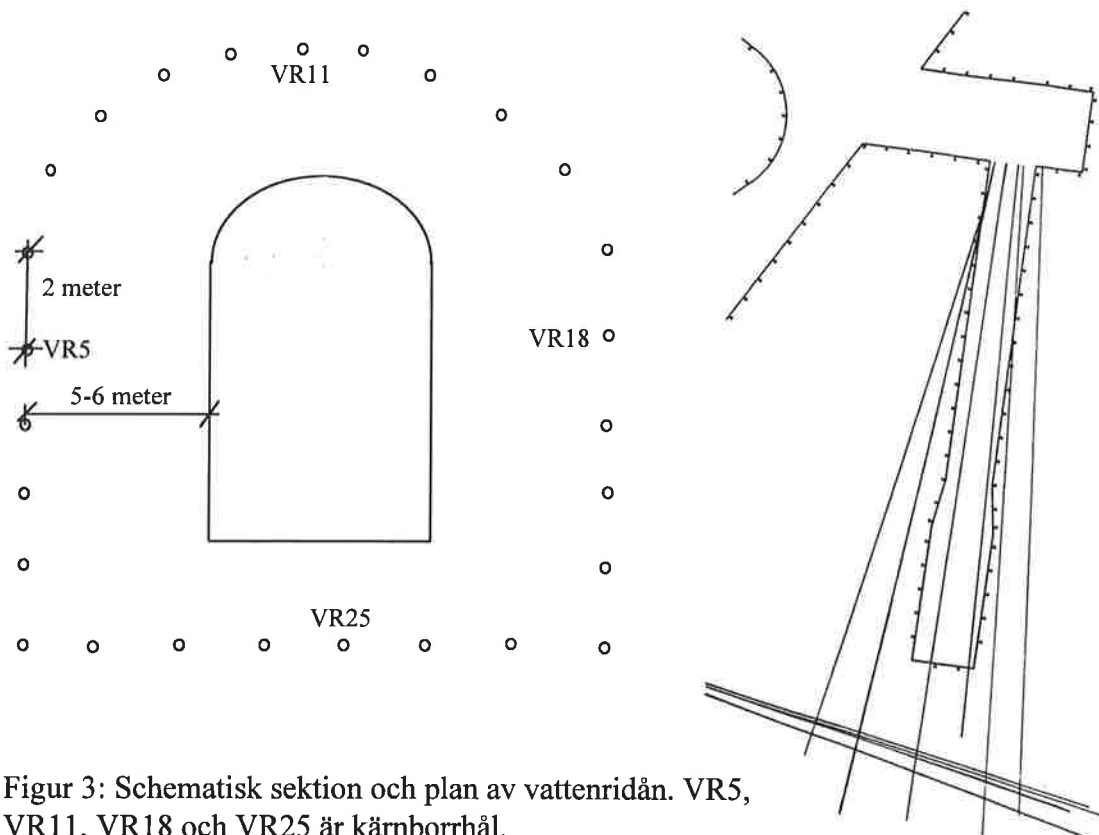
När lufttrycket sänkts till ca 250 kPa finns det en hydraulisk gradient riktad in mot rum A, vilket medför att sprickorna återigen vattenfylls och därefter är luftläckagen av samma storlek igen.

Resultaten i figur 2 är beräknade med hänsyn till läckage genom betongpluggen samt luftlösligheten i läckagevattnet. Resultaten från mätningarna av dessa två förluster redovisas efter Fas 2.

Fas 2

Fas 2 inleddes med att en vattenridå borrades omkring rum A. I rummets längdriktning löper 28 stycken borrhål, 5-6 meter utanför bergrumsväggarna. Borrhålen är placerade så att de helt omsluter rum A och har ett c/c-avstånd av ca 2 meter.

En schematisk bild av hur vattenridån ser ut i sektion och plan visas i figur 3.



Figur 3: Schematisk sektion och plan av vattenridån. VR5, VR11, VR18 och VR25 är kärnborrhål.

Principal section and plan of the watercurtain. VR5, VR11, VR18 and VR25 are coredrilled holes

Eftersom den ovan visade vattenridån inte täcker gavlarna på rum A har kompletterande borrhåll utförts dels vid den inre gaveln dels vid ingången till bergrummet.

På detta sätt är rum A helt innesluten i en "bur" av borrhål.

Vattenridåhålen är ca 40 meter långa och merparten är topphammarborrade, ϕ 64 mm. Maximal tillåten avdrift i sida var 1 meter på 20 meters borrhåll vilket inte uppfylldes för de inledande hålen. Genom en ordentlig uppspänning av borrhåll och ständig kontroll av inriktningen för de första 20-30 cm borrhåll kunde avdriftskravet uppfyllas för de återstående hålen.

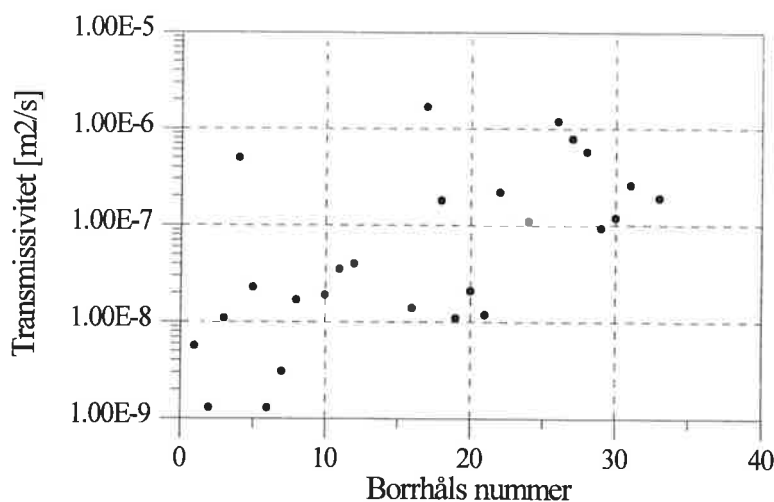
De nedåtriktade hålen uppvisade nästan utan undantag en klar tendens till att vika av uppåt. Detta kunde emellertid kompenseras genom att "sikta" mot en lägre liggande punkt så att borrhålen fick rätt läge vid bergrummet.

Dessutom utfördes 5 kärnborrade hål, ϕ 46 mm, vilka också ingår i vattenridån.

Avsikten med dessa var att studera bergmassan i området närmast rum A.

De första testerna i Fas 2 bestod i att bestämma bergmassans geohydrologiska egenskaper i detalj. Varje borrhål i vattenridån testades med injektionstest och efterföljande avsänkning. Den stora skillnaden mellan dessa tester och s k vattenförlustmätningar är att man inte antar stationära förhållanden utan analyserar tryck- eller flödesförändringar i tiden. Man kan dessutom få en uppfattning om vilken dimension (1-, 2- eller 3-D) flödesbilden har.

Figur 4 visar en sammanställning av de transmissiviteter som erhållits från de borrhål där ett radiellt flöde (2-D) har kunnat konstaterats.



Figur 4: Transmissiviteter i de borrhål i vattenridån där ett radiellt flöde har kunnat konstaterats.

Transmissivities in those boreholes where a radial flow pattern have occurred.

De huvudsakliga målet för testerna i Fas 2 var att bestämma vilken inverkan en vattenridå har på gastätheten för olika differenstryck mellan vattenridå och lufttryck samt hur denna tätheten beror av borrhålsavstånd och omslutningsgrad hos vattenridån. Här redovisas de första testerna med en helt omslutande vattenridå och samtliga borrhål verksamma. Lufttrycken uppgår till maximalt 750 kPa.

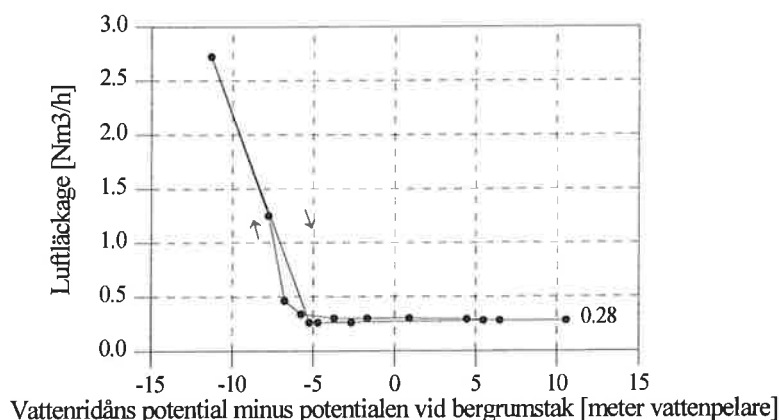
För att kunna ange inverkan av olika differenstryck är det nödvändigt att definiera en punkt i vattenridån till vilken samtliga differenstryck skall relateras. Eftersom ett gasläckage i första hand strävar efter att röra sig uppåt är det praktiskt att välja de övre vattenridåhålen och i detta fall har jag valt en punkt i borrhål VR11 (se figur 3) vilken ligger på ca 27 meters djup, mitt över rum A. Från denna punkt är det vertikala avståndet till rum A ca 6 meter.

Dessutom redovisas skillnaderna i tryck mellan ovan nämnda punkt i VR11 och rum A som potentialskillnader (Δh_{wc}), uttryckta i meter vattenpelare (mvp), för att underlätta uppskattningar av hydrauliska gradienter.

De här redovisade resultaten har inte blivit analyserade i detalj ännu, varför mindre justeringar av vissa mätpunkter kan bli aktuella.

Test 1

Lufttrycket under detta test var 430 – 390 kPa. Med hänsyn taget till den luft som försvinner med läckagevattnet är storleken av luftläckagen de som redovisas i figur 5.



Figur 5: Luftläckagets storlek för olika potentialskillnader mellan vattenridå och rum A, Δh_{wc} , vid ett lufttryck av 430–390 kPa.

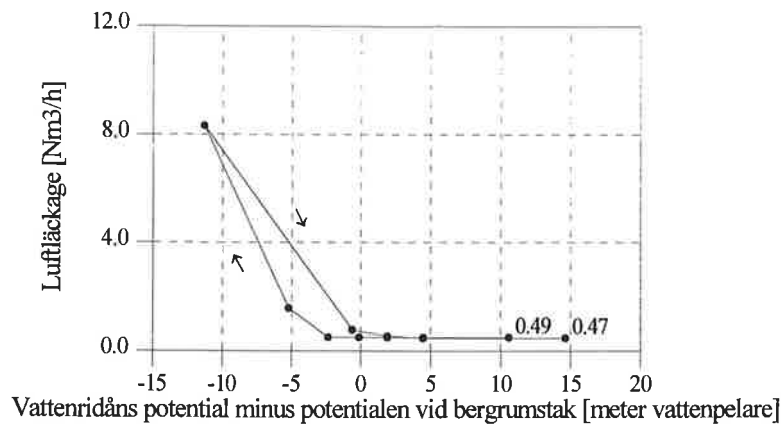
Size of the airleakage at different differences in potentials between water curtain and cavern A, Δh_{wc} , for an air pressure of 430–390 kPa.

Test 1 uppvisar ett konstant läckage, 0.28 Nm³/h, för värden på Δh_{wc} mellan 0 och 10 mvp. Vid $\Delta h_{wc} \approx -4$ mvp börjar ett läckage utvecklas vilket accelererar när Δh_{wc} understiger -6 mvp (uppåtgående pil). När pumpen är helt avstängd uppgår läckaget som mest till 2.7 Nm³/h. När pumpen startas igen återgår läckaget snabbt till dess ursprungliga värde (nedåtgående pil).

Test 2

Detta test utfördes med ett lufttryck av 570–530 kPa och resultaten av testet kan ses i figur 6.

Luftläckaget ligger konstant, 0.49 Nm³/h, vid en sänkning av Δh_{wc} från 10 mvp till ca 2.5 mvp, för att därefter öka kraftigt till ett maximalt läckage på 8.3 Nm³/h med avstängd pump. Efter att pumpen ånyo startats återgår läckaget till ett konstant värde av 0.47 Nm³/h vid $\Delta h_{wc} = 5$ mvp.

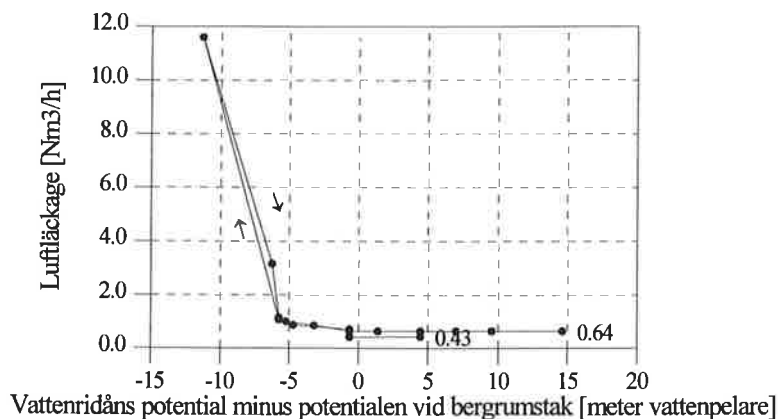


Figur 6: Luftläckagets storlek för olika potentialskillnader mellan vattenridå och rum A, Δh_{wc} , vid ett lufttryck av 570–530 kPa.

Size of the airleakage at different differences in potentials between water curtain and cavern A, Δh_{wc} , for an air pressure of 570–530 kPa.

Test 3

Detta, det sista testet som redovisas här, utfördes med ett lufttryck på 740–660 kPa och resultatet redovisas i figur 7.



Figur 7: Luftläckagets storlek för olika potentialskillnader mellan vattenridå och rum A, Δh_{wc} , vid ett lufttryck av 740–660 kPa.

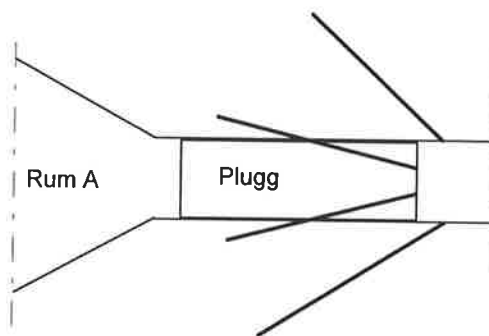
Size of the airleakage at different differences in potentials between water curtain and cavern A, Δh_{wc} , for an air pressure of 740–660 kPa.

Luftläckaget ligger konstant, 0.64 Nm³/h, för $\Delta h_{wc} = 15 - 0$ mvp för att sedan öka långsamt ned till $\Delta h_{wc} = -5$ mvp, varefter läckaget ökar snabbt till ett maximalt värde av 11.6 Nm³/h när pumpen är stoppad. Vid återstart av pumpen sjunker läckaget snabbt till 0.43 Nm³/h, strax under det ursprungliga.

Pluggläckage

Vid ingången till rum A har en betongplugg konstruerats. Det normala, för vattenridå-tätade lager, är att man förser lagret med en dubbel plugg och vattenfyller och trycksätter mellanrummet. Rum A har endast en enkel plugg, vilken kontaktinjekterats i övergången betong-berg. Tyvärr lyckades denna injektering ej helt varför ytterligare en injektering fick utföras i efterhand när pluggen redan var färdig. En läckande plugg i rum A kräver att läckaget kan mätas.

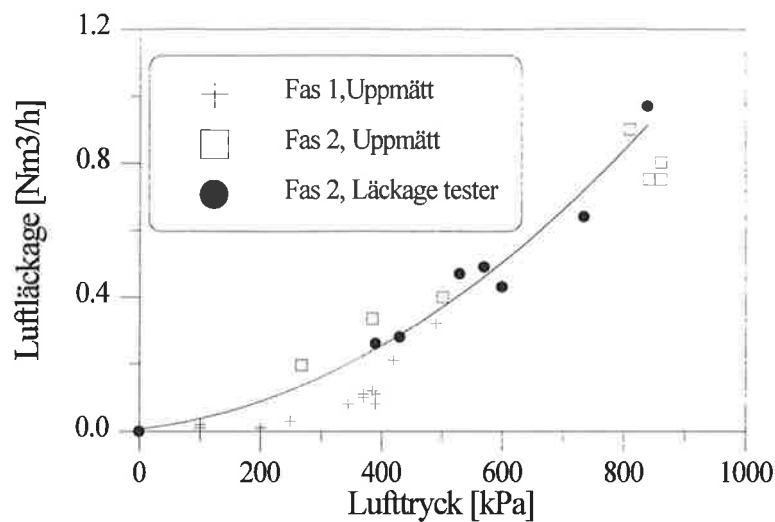
I Fas 1 kunde konstateras att pluggen inte var tät. Läckagen kunde detekteras till övergången betong-berg samt den stora mängd mätkablar som går genom pluggen. Inför Fas 2 försågs därför pluggen med en egen vattenridå, vilken borrades från utsidan av pluggen snett ut i berget så att borrhålen nådde berget vid halva plugglängden. Dessutom kompletterades vattenridån med en borrhålskrans strax bakom pluggen. Se figur 8.



Figur 8: Kompletterande vattenridå vid betongpluggen.
Additional water curtain around the concrete plug.

Efter detta utförande har inga större läckage kunnat iakttas mellan plugg och berg. Däremot har ytterligare kabelgenomföringar utförts vilket troligen är orsaken till det pluggläckage som ändå uppmätts under Fas 2.

Resultaten av de pluggläckage som uppmätts under både Fas 1 och 2 visas i figur 9.



Figur 9: Uppmätta pluggläckage från Fas1 och 2 samt de konstanta läckagen från testerna i Fas 2.

Measured leakages through the plug in Phase 1 and 2 together with the constant leakages from the tests in Phase 2.

Av figur 9 kan man se att pluggläckaget ökat något från Fas 1 till Fas 2 vilket troligen beror på de extra mätkablar som installerats och löper genom pluggen trots att dessa genomföringar har injekterats i efterhand.

Intressant med figur 9 är att de uppmätta, konstanta, förlusterna från rum A under Fas 2 (dvs de läckage som ej ändras vid högre värden på Δh_{wc} i figurerna 5, 6 och 7) har samma storlek som de registrerade pluggläckagen.

Beträffande luftmängden i läckagevattnet visar mätningarna att vattnet är mättat med luft vid det aktuella trycket samt att mängden löst luft är konstant med djupet i vattenbädden i rum A.

SLUTSATSER

Fas 1

- Luftläckaget startar innan man uppnått motsvarande grundvattentryck. Överstigs grundvattentrycket ökar läckaget kraftigt.
- Låter man lufttrycket sjunka under grundvattentrycket, återställs storleken på luftläckaget.

Fas 2

- Kriteriet att den vertikala gradienten måste överstiga 1.0 är konservativ, vilket Åberg (1977) förutsåg och anledningen är kapillära krafter i gränsytan luft-vatten vilka verkar stabiliserande på denna.
- Efter ett läckage kan tätheten återställas
- De uppmätta läckagen kan anses helt utgöras av läckage genom pluggen

SUMMARY

Gas containment tests have been carried out at RSRL (Röda Sten Rock Laboratory) . The purpose was to verify and complete theories and experiences that exist for unlined, pressurized gas storage.

The pilot cavern (cavern A) is located at 70 m depth and appr. 30 m below the groundwater table.

In Phase 1 the cavern was filled with air at pressures up to 500 kPa. At each level the leakage rate was determined. Some air leakage results are summarised in figure 2.

In Phase 2, a water curtain was constructed which totally surrounds the cavern. The cavern was again pressurised now with the water curtain in operation. Different pressures were used in the water curtain and at each level the air leakage was determined. Some air leakage results can be seen in figures 5, 6 and 7.

Leakage through the concrete plug was also monitored and the results are presented in figure 9, together with the constant leakage from the cavern in Phase 2. The two leakage rates have the same magnitude and, consequently, the constant leakage from the tests in Phase 2 can be explained completely as developing through the plug.

REFERENSER

Goodall D. C., Åberg B., Brekke T. L., 1988, "Fundamentals of Gas Containment in Unlined Rock Caverns", Rock Mechanics and Rock Engineering 21

Gustafson G., Rhen I., 1987, "Gaslager i berg, Borrhålsförsök i Stripa Gruva, Försöksetapp A", Rapport för Vattenfall, U(G) 1987/31

Gustafson G., Rhen I., 1987, "Gaslager i berg, Borrhålsförsök i Stripa Gruva, Försöksetapp C", Rapport för Vattenfall, U(G) 1987/32

Janelid I., 1970, "Metod för att bibehålla grundvattnet som tätande medel kring bergum", IVA, Bergmekanikkommittén, Bergmekaniskt diskussionsmöte, IVA-rapport 29, Stockholm

Kjørholt H., 1991, "Gas Tightness of Hard Rock Caverns", Doktorsavhandling, NTH, Institutt for Geologi og Bergteknikk, Trondheim

Lindblom U. E., 1989, "The performance of a water curtain during 10 years of operation", Proc. Storage of Gases in Rock Caverns, Trondheim, Norway

Lindblom U. E., Margen P., 1990, "Naturgaslager i Sverige: Egenskaper och kostnader", Rapport för Statens Energiverk, Programbyrå

Söder C-O., 1992, "Introductory Hydrogeological and Gas Tightness Tests in Cavern A, Röda Sten", Research Report RRI:5, Inst. för Geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

