

SveBeFo



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG 2001

Föredrag



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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM 14 MARS 2001**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 14, 2001**

FÖRORD

Årets bergmekanikdag inleds med en dramatisk titel "The Heathrow Disaster..." Att lära av misstag är viktigt, och i bästa fall behöver man inte göra dem själv utan kan lära av andras. Vi ska vara glada att vi kan få del av sådana lärdomar eftersom det ofta är svårt att få ut riktigt ingående information från projekt som drabbats av svårigheter. Heathrowtunneln är byggd i en annan geologi än vad som är vanligt i Sverige men våra byggare blir alltmer internationellt verksamma och erfarenheterna från Heathrow-kollapsen är till stor del av allmän natur. Den rör också den ständigt återkommande frågan om "NATM" som filosofi eller byggmetod eller en smart marknadsföring av ett synsätt som rymmer sunda bergmekaniska principer men ibland också en del mer tvivelaktiga resonemang. Bergmekaniska betraktelsesätt behandlas i den efterföljande sessionen, med erfarenheter från CLAB, med högt ställda säkerhetskrav, frågan om sannolikhetsbaserade metoder kan användas vid bergmekanisk dimensionering och hur man i praktiken måste ange de gränser för deformationer som kan tolereras eller som ska föranleda särskilda åtgärder.

Chalmers, KTH och Luleå Tekniska Universitet bidrar i nästa session med inlägg om karaktärisering av sprickor för olika ändamål samt en fascinerande princip för att begränsa vibrationer från sprängning – "at a certain place", t ex för att skona kalkoner på Gotland...

Vi vänder åter blickarna utåt, mot Schweiz, Finland och Kiruna med fransk-kanadensisk anknytning för att få del av vad som pågår i djupet under Alperna i ett av de mest spektakulära tunnelbyggena sedan pionjärinsatserna i slutet av adertonhundratalet. Av stort intresse bland annat med tanke på de täthetskrav vi här i Sverige har att tackla på jämförelsevis måttliga djup. Hur hanterar man de stora trycken på 1500 m djup!? Pyhäsalmi var ett objekt för prov med avlastningssprängning för något decennium sedan, värdefullt att få höra hur man idag ser på pelare i brottstadium. Mikroseismisk övervakning är ett sedan länge känt begrepp, i Kiruna provar man nu makroseismik!

SKB närmar sig det stora steget att välja en faktisk plats för djupförvar. Program och kriterier för detta är av stort allmänintresse och av speciellt intresse för bergmekaniken, inte minst för att det ställer kraven på logik och precisa definitioner på sin spets!

Berg, jord och vatten i olika kombinationer avrundar dagen med inhemska perspektiv och åter en internationell utblick, en av många i denna, den trettiofemte av svenska bergmekanikdagar.

Stockholm i februari 2001

Tomas Franzén

INNEHÅLL

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Invited lecture:

Heathrow - important lessons for international tunnellers.....1

John Andersson, Consulting Civil Engineer, Chester, England

BERGMEKANISK DESIGN

ROCK MECHANICAL DESIGN

Ordförande: Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan i Helsingfors

Clab Etapp 2 - Bergdeformationer vid utbyggnaden av Clab -

Prognos och utfall..... 11

Extension of CLAB - Numerical modelling, deformation measurements and comparison of forecast with outcome

Anders Fredriksson, Golder Associates, Lars Hässler, SwedPower, Lars Söderberg, Svensk Kärnbränslehantering

Dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder -

En inledande studie..... 23

Design of underground caverns with probability based methods - an introduction

Magnus Nelson, Skanska Teknik, KTH, Håkan Stille, KTH

Larmgränser - ett redskap för design av undermarksanläggningar 37

Alarm thresholds - to be used for the design of underground openings

Lars Olsson, Centrum för säkerhetsforskning, Håkan Stille, Avd för jord- och bergmekanik, KTH

Statiska och dynamiska laboratoriemetoder för karakterisering av berg-material	47
Static and dynamic laboratory tests for rock characterization	
<i>Bahman Bohloli, Geology, Chalmers, Johan Claesson, Building physics, Chalmers, Göran Svedbjörk, Sycon Teknikconsult</i>	
Geometrisk och mekanisk karakterisering av bergsprickor.....	61
Geometrical and mechanical characterisation of rock fractures	
<i>Flavio Lanaro, Teknisk Geologi, KTH, Ove Stephansson, Teknisk Geologi, KTH</i>	
Active control of blast-induced vibration at a predetermined location.....	87
<i>S.Q. Kou, Luleå University of Technology, Sweden, T. Hoshino, McKinsey & Company Inc., Japan, G. Mogi, The University of Tokyo, Japan</i>	
STABILITET PÅ STORA DJUP	
<i>Sessionsordförande: Ove Stephansson, KTH</i>	
Gotthard Base Tunnel, Sedrun Section	103
<i>Günther Fässler, Electrowatt Engineering Ltd, Zürich, Switzerland</i>	
Yielding Pillar Design vid Pyhäsalmi nya gruva	115
Yielding Pillar Design at Pyhäsalmi New Mine	
<i>Jukka Brusila, Outokumpu Mining Oy, Pyhäsalmi gruva, Matti Hakala, Gridpoint Finland Oy, Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan i Helsingfors, Laboratoriet för bergteknik</i>	
Makroseismisk övervakning av Kiruna Gruvans liggvägg	127
Footwall macro-seismic monitoring at the Kiruna Mine, Sweden	
<i>Emmanuel Henry, Daniel Sandström, LKAB, Michel Plouffe, Martin Coté, CANMET, Canada</i>	
DJUPFÖRVAR	
<i>Sessionsordförande: Ann Emmelin, SveBeFo</i>	
SKB:s program för undersökning och utvärdering av platser.....	143
The SKB Programme for Site Investigation and Evaluation	
<i>Rolf Christiansson, Anders Ström, SKB, Karl-Erik Almén KEA GEO-Konsult AB</i>	

Krav och kriterier - metodik för platsval.....	161
Requirements and preferences - methodology for site selection	
<i>Johan Andersson, JA Streamflow AB, Anders Ström, Christer Svemar, SKB</i>	
<i>Karl-Erik Almén, KEA Geokonsult, Lars .O. Ericsson, Chalmers Tekniska Högskola</i>	

BERG OCH JORD

Sessionsordförande: Thomas Lindberg, PEAB

Prognosticering av grundvattenpåverkan i jord vid byggande i berg - exempel från Hallandsås	173
Prognoses of the impact on groundwater in soil due to rock construction – the Hallandsås case	
<i>Bo Olofsson, Inst. för Anläggning och Miljö, KTH, 100 44 Stockholm</i>	

Tunneldrivning genom jetpelarförstärkta områden inom Södra Länken	189
Tunnelling through soil reinforced by jet-grouting at Södra Länken, Stockholm	
<i>Lars Bjerin, Vägverket Region Stockholm, Kai Palmqvist, Bergab</i>	

Tätning och stabilisering vid TBM-drift i varierande bergförhållanden, Hong Kong - prediktioner, observationer och åtgärder	205
Sealing and stabilisation at TBM-excavation in altering rock conditions, Hong Kong - Predictions, observations and measures	
<i>Bertil Sparrman, Martin Brantberger, Johan Nilsson, Skanska</i>	

IA

HEATHROW – IMPORTANT LESSONS FOR INTERNATIONAL TUNNELLERS

John Anderson *Consulting Civil Engineer, Chester, England*
ja@nosredna.demon.co.uk

Introduction

It is said that ‘one man’s disaster is everyone else’s learning opportunity’, and this is certainly the case over the unfortunate and costly tunnel collapses which occurred at Heathrow Airport in October 1994. Following the incident and the subsequent inquiries by various bodies, none of the parties to the construction project has come out without criticism, but the important point for the UK industry, and all other tunnellers world-wide, is to learn from the results of these investigations so that the possibility of any such remotely similar event is minimised. In this case the lessons are about procurement, management, engineering, health and safety, and detailed problems of buildability and communications.

The reader is referred to other documents for much of the detail of the collapse itself and the findings of the various investigations. The key document is the publication by the UK Health and Safety Executive (2000) – *The collapse of the NATM tunnels at Heathrow Airport*.

The project

The project undertaken by the British Airports Authority (BAA) was the construction of a spur connection into Heathrow Airport from the main line railway line to London Paddington. This would provide an alternative to the use of the London Underground Piccadilly Line for travelling into central London. It would consist of twin bore tunnels with two stations along the route – one at the Central Terminal Area, and one at the end of the line at Terminal 4. The running tunnels were to be constructed using soft ground TBMs and the two station complexes, consisting of three parallel tunnels, were to be constructed by the New Austrian Tunnelling Method. The tunnelling material throughout was London Clay – a well known ground medium found throughout the London Basin. There was some 15m of London Clay cover above the 7m high tunnels at the Central Terminal Area. This was the first application of the New Austrian Tunnel Method in London Clay.

The Client, BAA, opted for a ‘design and construct’ form of contract and a single civil engineering contract was to be let to a contractor who was required to have a NATM design company as his sub-consultant. A number of contractors and their associated NATM design sub-consultants bid for the work and the tenders were evaluated late in 1993. The contract was eventually awarded in March 1994 to Balfour Beatty with Geoconsult of Austria as their sub-consultant NATM tunnel designers and advisors. The Report into the Health and Safety Executive (HSE) investigation notes that –

'Self-certification' of quality was suggested to BAA and was introduced into the contract. This was a major departure from the more traditional approach where close scrutiny by an independent team is provided to secure the client's interests.

The contract was awarded for the contract sum of £60.7 Million and Balfour Beatty took possession of the site on 9 May 1994. The first collapse occurred on 21 October 1994.

Before the collapse

Figure 1 (taken from the HSE Report) shows the layout of the tunnels and the construction situation in October 1994 at the Central Terminal Area. The access to the NATM works was via the 'Fuel Depot Shaft' and the heavier shading indicates that most of the central Concourse Tunnel had been constructed including underneath the existing Piccadilly London Underground line. Only a short length of the Up-Line Platform Tunnel and the Down-Line Platform Tunnel had been completed from the access shaft. The three-tunnel system at this point lay directly under two surface buildings – Camborne House and its extension, and under and adjacent to roads and car parks used by members of the public.

The concourse tunnel construction had caused settlement to Camborne House outwith the specification limits, and jack grouting was undertaken in August within the clay below the building but above the tunnel construction in an attempt to jack the building back up again to its previous level. In jacking the building up, it appears that the concourse tunnel construction was also depressed into the ground and some structural damage was sustained to the NATM primary lining. Earlier in the construction process difficulties had been encountered in the construction of the NATM cross section itself, which had been designed to be constructed in six incremental parts. This involved the construction of a temporary central wall which necessitated a two-part construction of the flattened invert. This detail was not unusual in NATM tunnel construction. The integrity of this central invert joint was crucial to the long-term stability of the cross-section as a whole.

As part of the construction work, ground and structure monitoring devices were installed, from which readings could be obtained to plot the nature of ground movement in and around the three-tunnel construction, and the movement of points within the tunnel lining. The HSE Report details the range of monitoring instruments employed and the figures and graphs derived from them. There were no monitoring points in the invert of the tunnel as the structural invert, once constructed, was covered over with a running surface for the convenient movement of construction plant etc, however there were up to seven monitoring points on the lining and temporary central wall from which, for example, vector plots of any movements could be made.

The HSE's investigation was later to conclude that repetitive construction defects were occurring – particularly in the concourse tunnel construction and although the contractor and their consultant were aware of defective construction and workmanship, and that the full significance of what was happening and possible consequences was not

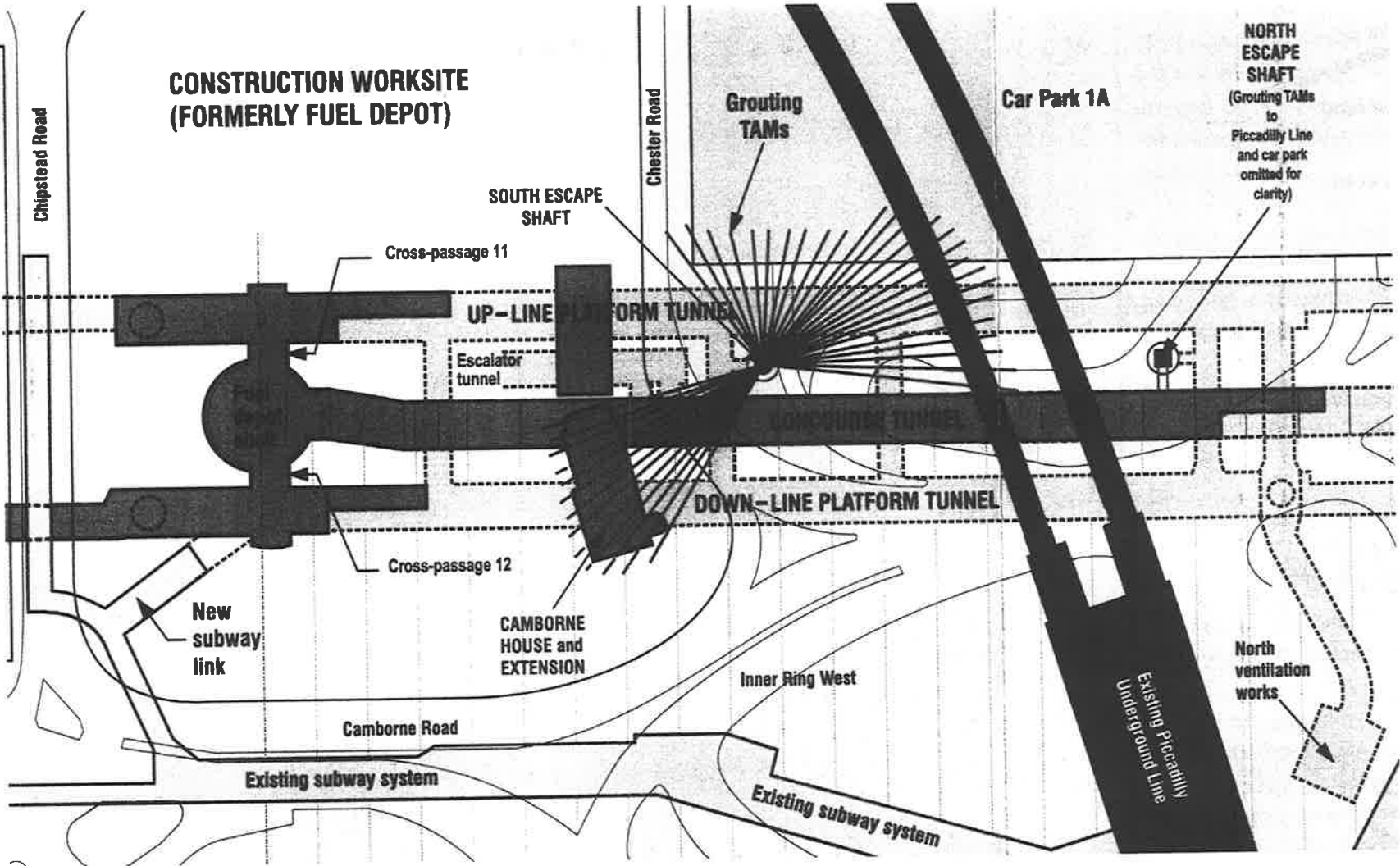


Figure 1

(taken from Health & Safety Executive report ISBN 0 7176 1792 0)

appreciated. The issue of quality control of the construction works was discussed on site at the time, and in July recommendations were made for improvements. The grouting under Camborne House in August caused further downward movement of the crown of the concourse tunnel and caused cracking to the lining. A considerable length of the invert was subsequently repaired, and these repairs revealed locations where the thicknesses of invert construction was significantly less than the specification, and other construction defects.

The overall construction work in this area was also falling behind programme and the contractor was under some pressure for completion to the original programme. The contractor carried out a review and concluded that performance could be improved. A decision was taken by them to drive both the Up-Line and the Down-Line platform construction together, and the Down-Line platform tunnel was started on the 21 September.

Events leading to the collapse

Following the start of the two platform tunnel drives, the ongoing movements in the concourse tunnel began to accelerate. Readings from an Extensometer located in the London Clay between the tunnels illustrate this point clearly. It was decided to expose and inspect the structural invert of the concourse tunnel at the area of most concern, and the running surface of clay was removed. Inspection revealed a seriously damaged invert, and repairs were commenced. The repairs involved the removal of sections of the invert and re-spraying the exposed ground surface with new concrete. It is not clear whether the precise safety implications of the removal of panels of the invert at that time and in that place were fully understood. Not long after, cracks and spalling of the lining adjacent to the joint between the tunnel and the access shaft occurred.

On the night of the 20 October the structural situation deteriorated and a shift engineer noted that the concourse tunnel invert had suffered "extensive failure". It appeared to have heaved and broken into pieces rather than simply cracked. One half of the invert had visible ridden up and over the other. Recovery work continued into the early hours of the 21 October but cracking and movement continued and it was eventually decided that the situation was irretrievable and the works were evacuated. Nobody was hurt. The likely form of the final collapse mechanism of the concourse tunnel (also taken for the HSE Report) is shown in Figure 2.

The collapse

The collapse eventually involved three surface craters – one over each tunnel. The first collapse was over the Down-Line platform tunnel, the second over the corresponding point in the Up-Line platform tunnel, and lastly directly under Camborne House and centrally over the concourse tunnel. Camborne House suffered settlement of up to 3m, and the whole building had to be demolished.

There was considerable concern over the possibility of a progressive collapse of the concourse tunnel along the line of the tunnel towards the London Underground

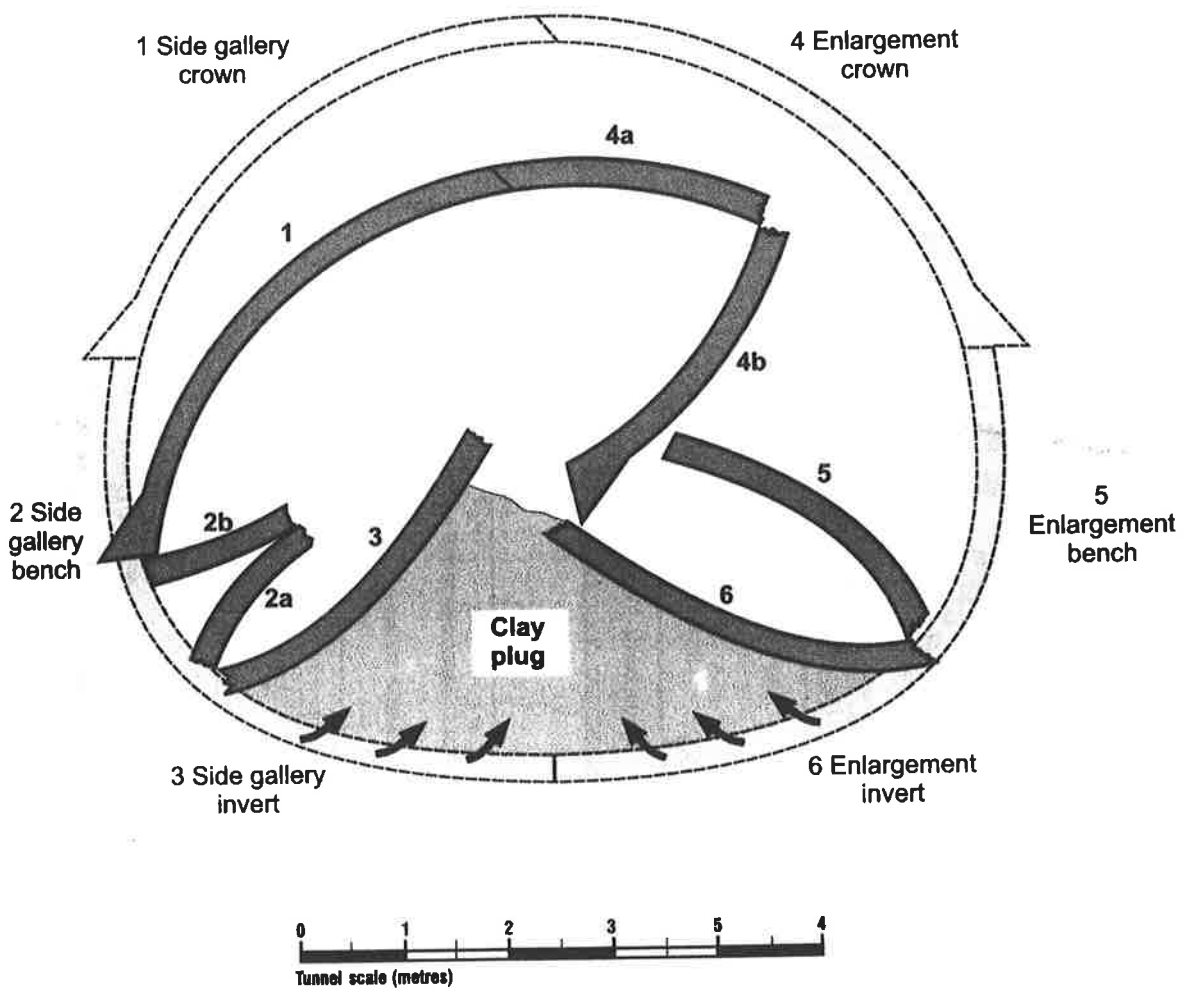


Figure 2 - Postulated final failure mechanism of the concourse tunnel

(taken from Health & Safety Executive report ISBN 0 7176 1792 0)

Piccadilly Line. The Underground line was closed as a precautionary measure and all the concourse tunnel construction was filled up with concrete to ensure its immediate stability.

The collapse caused a very considerable amount of disruption to the running of the airport and a great deal of inconvenience to airport passengers – particularly while the Piccadilly Line was closed. There was also a great deal of press and media comment about how these collapses could have happened in such a sensitive area underneath the world's busiest airport. The Parliamentary Minister responsible gave an undertaking that the incident would be subject to a special investigation by the Health and Safety Executive and that two Reports would be published. The first would deal with the safety of the New Austrian Tunnelling Methods in general, and secondly, a report would be published about the detailed circumstances at Heathrow and the events leading up to the collapse. The first of these reports *Safety of New Austrian Tunnelling Method tunnels* was published on 9 May 1996. Legal proceedings under health and safety legislation were instituted against both the contractor and the NATM designer which delayed the publication of the second report – *The collapse of NATM tunnels at Heathrow Airport – a report on the investigation by the Health and Safety Executive* until the 5 July 2000.

The verdicts

It could be said that there have been a number of 'verdicts' on this unfortunate incident. A happening on this scale and in such a sensitive location with associated disruption of the public attracted, not unsurprisingly, a considerable amount of critical media and press attention. The only press reports included in the references below are those from 'technical' newspapers or magazines where the journalists are more likely to be qualified or at least experienced in the industry and whose commentary will be to some extent "expert".

Equally, the prosecution proceedings held in the most well-known criminal court in the country – the "Old Bailey" in London, exposed the evidence to public scrutiny and decisionmaking by a jury of lay persons. Unlike the approach of certain other European countries, criminal charges of such a serious nature are held before a judge and jury. The jury will have been chosen at random and may or may not have had any relevant technical experience. This often poses problems for technical witnesses. Once the jury had returned their verdict, the judge made some very extensive sentencing remarks which are worth reading. Society does indeed expect engineers to go about their business with careful and considerate approach to the identification and control of risks. The judge described it as the worst UK civil engineering disaster in recent times and imposed the highest fine ever imposed for a health and safety offence.

There was also the comprehensive and considered verdict of the Health and Safety Executive investigation team set out in their 108 page report. It sets out the technical information it collected and presents a picture of poor engineering management and judgement as well as of poor quality construction. There has never been a tunnel

collapse incident anywhere in the world that has generated so many reports and published papers. The total cost of the incident was said to be in excess of £400 Million (see Reference 6 below).

Conclusions

The author's view is that 'components' of this disaster are to be found in :

- the procurement processes that were employed;
- the engineering management processes on site;
- the shortcomings of the quality systems applied on site;
- the engineering systems that were in use;
- the organisational systems which related the work activities of various parties; and
- the health and safety systems which were specific to this project

James Reason in his excellent book *Managing the risks of organisational accidents* makes the important point that identifying an error (by someone or in some process) is merely the beginning of the search for causes. The true business of the engineer is indeed to search out causes, and not to leap to determine or allocate "blame". Only by following the former course of action will the engineering profession properly advance to meet the challenges of the future in a way that avoids repeating the mistakes of the past.

Abstract

The paper outlines the background and the main circumstances leading to the NATM tunnel collapses which occurred at Heathrow Airport, London in 1994. The component reasons for this incident are stated, and a comprehensive list of references is included for the use of any researchers.

References:

1. Aldrain W and Kattinger A 1997 Monitoring of performance of primary support of NATM station at Heathrow Terminal 4 *Proc. 'Tunnels for People'* Vienna, Austria. Rotterdam, AA Balkema pages 71-77.
2. Anderson J M 1997 HSE reports on NATM safety *'Tunnels and Tunnelling International'* Vol.29, No.3 (March), pages 49-51.
3. Anderson J M 2000a Underground movement- the Heathrow Report *'Tunnels and Tunnelling International'* Vol.33, No.8 (Aug), pages 20-22.
4. Anderson J M 2000b Quality collapse at Heathrow *'Safety and Health Practitioner'* Vol.18, No.10 (Oct), pages 28-30.
5. Anon 1996 Heathrow gains strength from disaster *'New Civil Engineer'* edition of 27 June, page 6.
6. Anon 1999a Heathrow Express collapses – the cost *'New Civil Engineer'* edition of 18 Feb., page 4.

7. Anon 1999b The Heathrow Express saga *'Tunnels and Tunnelling International'*. April edition, page 27.
8. Atzl G V and Mayr J K 1994 FEM-analysis of Heathrow NATM trial tunnels *Proc. 'Numerical methods in Ground Engineering'* Rotterdam, AA Balkema, pages 195-201.
9. Bishop P 1994 Industry hit by Heathrow implications *'New Civil Engineer'* edition of 27 Oct, page 3.
10. Craig R (Ed) 1994 Planning and engineering of the Heathrow Express *'Tunnels and Tunnelling'* edition of March, pages 35-36.
11. Cresswell Mr Justice 1999 Sentencing remarks at the end of the Heathrow trial *Compiled by Smith Bernal International, London*. 54 pages.
12. Cronin S 1999a Watchdog failed to spot signs *'Construction News'* edition of 21 Jan, page 3.
13. Cronin S 1999b Geoconsult ignored Heathrow warnings *'Construction News'* edition of 28 Jan, page 3
14. Cronin S 1999c Heathrow disgrace *'Construction News'* edition of 18 Feb, page 2.
15. Deane A P 1997 Heathrow Express Tunnels *Proc. 'Tunnelling Asia'* (New Delhi, Jan), pages 497-505.
16. Deane A P , Myers A G and Tipper G C 1997 Tunnels for Heathrow Express *Proc. 'Tunnelling 97'* London, Institution of Mining and Metallurgy, pages 535-550.
17. Fleming D 1996 Tunnellers rail at HSE over NATM Report *'New Civil Engineer'* edition of 27 June, page 4.
18. Golser J 1999 Letter to the editor of NCE *'New Civil Engineer'* edition of 1/8 April, page 7.
19. Harper K 2000 Managers 'overlooked risk' in airport tunnel collapse *'The Guardian'* edition of 6 July.
20. Health and Safety Executive 1996 *Safety of New Austrian Tunnelling Method Tunnels* HSE Books, Sudbury, Suffolk.
21. Health and Safety Executive 1998 HSE prosecution follows NATM collapses at Heathrow Airport *HSE Press Release ON8:98* 18 March.
22. Health and Safety Executive 2000 *The collapse of NATM tunnels at Heathrow Airport – a report of the investigation by the Health and Safety Executive*. HSE Books, Sudbury Suffolk ISBN 0 7176 1792 0.
23. Muir Wood A 2000 *Tunnelling- management by design* E&F Spon Ltd, London.
24. Thompson R 1998 Only luck prevented Heathrow tragedy *'New Civil Engineer'* edition of 14 May, page 4.
25. New B M and Bowers K H 1994 Ground movement validation at the Heathrow Express Trial Tunnel *Proc. 'Tunnelling 94'* London, Institution of Mining and Metallurgy. Pages 301-327.
26. Oliver A 1994a Heathrow Collapse Special – rush to stabilise Heathrow chasm *'New Civil Engineer'* edition of 27 Oct, pages 4-5.
27. Oliver A 1994b Heathrow trial runs under question *'New Civil Engineer'* edition of 3 Nov., pages 4-5.

28. Oliver A 1994c Heathrow tunnel collapse followed midnight repairs *'New Civil Engineer'* edition of 10 Nov, page 3. ...
29. Oliver A 1994d Terminal 4 threatened by NATM caverns *'New Civil Engineer'* edition of 10 Nov, page 4-5.
30. Oliver A (Ed) 1999 Heathrow Express verdict – truth, justice and the Austrian way *'New Civil Engineer'* edition of 18 Feb., pages 3-5.
31. Oliver A 2000a Heathrow Express tunnel dogged by errors says HSE *'New Civil Engineer'* edition of 6 July, pages 5-7.
32. Oliver A 2000b Industry needs to learn wider Heathrow Express lessons *'New Civil Engineer'* edition of 13 July, page 20.
33. Powell D B, Sigl O, and Beveridge J P Heathrow Express – design and performance of Platform tunnels at Terminal 4 *Proc. 'Tunnelling 97'* London, Institution of Mining and Metallurgy, pages 565-593.
34. Prior G 1998 Cave-in duo must face court *'Construction News'* edition of 14 May, page 4.
35. Reason J 1997 *Managing the risks of organisational accidents* Ashgate Publishing Ltd, Aldershot, UK.
36. Rankine W J and Davis A J 1997 Prediction and observation of ground conditions following Heathrow Express tunnels collapse *Proc. 'Tunnelling 97'* London, Institution of Mining and Metallurgy pages 551-563.
37. Reynolds P 1992 Heathrow Express – Settling for the best *'New Civil Engineer'* edition of 30 Jan.
38. Sauer G 1993 Heathrow Express Trial Tunnel *'Tunnels and Tunnelling'* edition of Dec. page 45.
39. Thompson R 1998 Only luck prevented Heathrow tragedy *'New Civil Engineer'* edition of 14 May, page 4
40. Thompson R 1999a Heathrow Express court case kicks off *'New Civil Engineer'* edition of 21 Jan, page 6.
41. Thompson R 1999b HEX collapse case told of 50mm tunnel linings *'New Civil Engineer'* edition of 28 Jan, page 6.
42. Thompson R 1999c Geoconsult 'scapegoat' in Heathrow Express trial *'New Civil Engineer'* edition of 4 Feb., page 6.
43. Thompson R 1999d Geoconsult denies quality control role in Heathrow Express *'New Civil Engineer'* edition of 11 Feb, pages 4-5.
44. Thompson R 1999e In a fine hole *'New Civil Engineer'* edition of 18 Feb, pages 10-14.
45. Van der Berg J, Claydon C R I, Powell D B and Saville M 1998 Monitoring of the concourse tunnel at Heathrow Express Terminal 4 Station constructed using the NATM *Proc. 'Tunnels and Metropolises'* Sao Paulo, Brazil. Rotterdam, AA Balkema pages 1163-1168.
46. Wallis S 1999 Heathrow failures highlight NATM misunderstandings *'Tunnel'* edition of 3/99 (May), pages 66-72.
47. Winney M 1992 Sinking the worst *'New Civil Engineer'* edition of 28 May pages 12-13.

48. Winney M 1994a Industry hit by Heathrow implications '*New Civil Engineer*' edition of 27 October, page 3.
49. Winney M 1994b Heathrow Collapse Special ; NATM pushes tunnels to the limit '*New Civil Engineer*' edition of 27 October, page 8.
50. Winney M 1994c Heathrow movements went unnoticed '*New Civil Engineer*' edition of 3 November, page 3.
51. Winney M 1996 Heathrow report rips apart tunnelling method '*New Civil Engineer*' edition of 9 May, page 4.

CLAB ETAPP 2 – BERGDEFORMATIONER VID UTBYGGNADEN AV CLAB – PROGNOSEN OCH UTFALL

Extension of CLAB – Numerical modelling, deformation measurements and comparison of forecast with outcome.

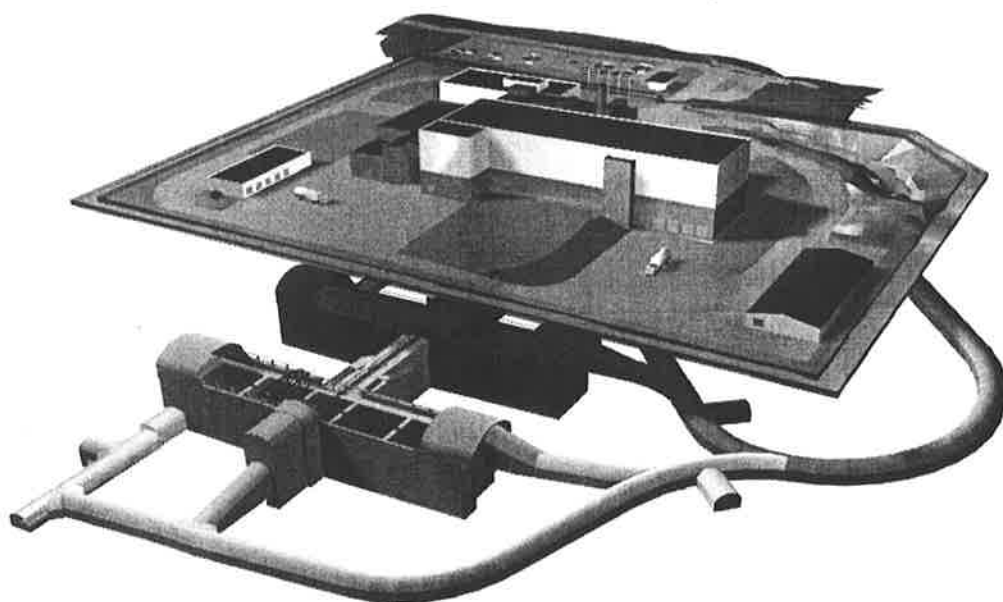
Anders Fredriksson, Golder Associates AB

Lars Hässler, SwedPower AB

Lars Söderberg, Svensk Kärnbränslehantering AB

Inledning

Bergarbetena för ett nytt lagringsrum för CLAB har nu slutförts. Bergrummet har i princip samma utformning som det befintliga med en längd av 120 m, höjd c:a 26 m och en bredd av 21 m. Anläggningen skall stå helt färdig under 2003, då det befintliga lagret är helt utnyttjat.



Figur 1. Layout för anläggning CLAB
Site Plan for CLAB

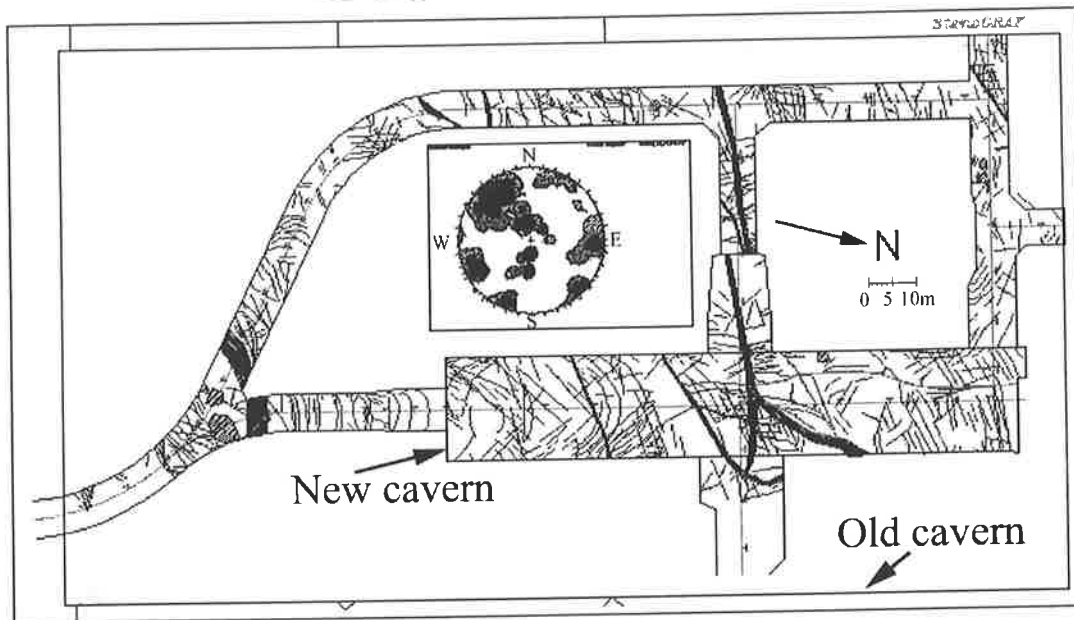
Med anledning av närheten (40 m) till det befintliga lagret med allt utbränt kärnbränsle från Sveriges samtliga kärnreaktorer har arbetena varit kringgärdade med en rad hårda restriktioner. Noggranna beräkningar har utförts såväl analytiska som numeriska för att visa att stabiliteten kunnat upprätthållas för det befintliga rummet och nås för det nya.

Bergparametrarna som använts vid beräkningarna baseras på resultat från geologiska undersökningar och erfarenheter från utsprängningen av det befintliga rummet. Upprättade rapporter utvärderades noggrant av tillsynsmyndigheten SKI och dess konsulter innan tillstånd gavs att påbörja arbetena. Beräkningarna har vidare resulterat i prognoser för bergets deformationer som kunnat följas under arbetets gång genom omfattande instrumentering av såväl det befintliga som det nya rummet.

SKB har också använt sig av en referensgrupp som arbetat oberoende av beställare, konsulter och entreprenör med övervakning och utvärdering av alla vidtagna mått och steg som erfordrats för att säkerställa genomförandet.

Vidare har SKI och dess konsulter följt arbetena genom regelbundna möten på arbetsplatsen med deltagare från beställare, projektör, entreprenör och referensgruppen. Sprängningsförfarandet har successivt anpassats med hänsyn till uppnådda erfarenheter och myndighetens krav. I det följande redovisas erfarenheterna från uppföljningen av bergdeformationerna medan t. ex. hanteringen av sprängningsinducerade vibrationer förbigås.

Områdets geologi



Figur 2. CLAB etapp 2 – Geologisk kartering
CLAB 2 – Geological mapping

Bergmassan består av kristallint berg, mestadels granitiska (granit, kvartsmonsonit och kvartsmonsodiorit) Från strikt bergmekanisk synvinkel kan dessa granitiska bergarter betraktas som en enhetlig bergmassa med likartad sprickfrekvens. RQD varierar normalt mellan 70% och 100 %. Mellan 60% och 70% av bergmassan består av dessa bergarter. Resterande delar av bergmassan är av vulkaniskt ursprung och återfinns inbäddade i graniterna. Sammansättningen av dessa kan beskrivas som andesitisk. Dessa bergarter har andra bergmekaniska egenskaper, är sprödare med högre sprickfrekvens och med RQD mellan 40% och 70%. Blockstorleken i graniterna överstiger normalt 0,5 m³ medan motsvarande siffra för vulkaniterna är mindre än 0,5 m³ och ofta ner mot 1 dm³.

Allmänt är bergkvaliten något bättre i den södra delen av anläggningen än i den norra. Skillnaden är dock inte signifikant och ger inte anledning att använda olika genomsnittliga materialparametrar för olika delar av bergmassan.

Beräknade Q-värden (SRF=1) varierar från 4 till 20 med ett genomsnitt kring 10.

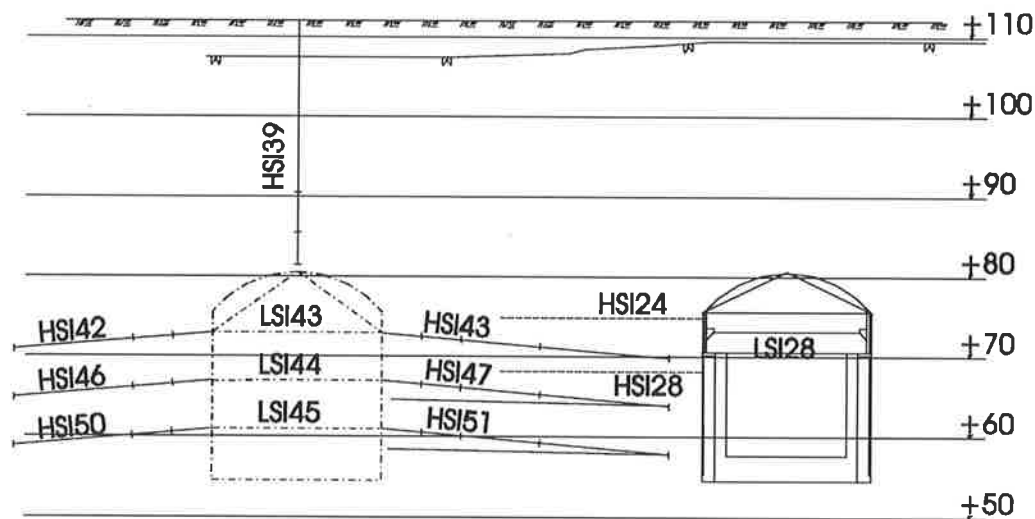
Bergmekaniska parametrar

När den första etappen sprängdes år 1983 utfördes deformationsmätningar som kunde utnyttjas för bakåträkningar som gav till resultat en E-modul runt 40 Gpa och max horisontell bergspänning på 6,6 MPa i nivå med bergrummet. Denna horisontalspänning överensstämmer väl med resultaten från utförda bergspänningsmätningar

Instrumentering och mätsystem

Ett omfattande instrumentsystem för kontroll av bergmassans rörelser installerades för såväl den befintliga som den blivande anläggningsdelen. De viktigaste systemen var extensometrar av Gekon's tillverkning och optisk konvergenzmätning med hjälp av installerade prismor och en avancerad totalstation. Mätvärdena från extensometrarna överfördes elektroniskt till en mät dator på platskontoret för lagring i en databas och vidare redovisning. Erfarenheterna från detta system är mycket goda såväl vad avser precision som säker funktion och möjlighet till enkel och snabb presentation av resultaten. Den optiska konvergenzmätningen har fungerat tillfredsställande och bättre än den mätning med band som inledningsvis användes. Vi ser fram emot möjligheten till ytterligare utveckling av metoden med förbättrad precision.

Ett exempel på instrumenteringen visas i sektion i figur 3

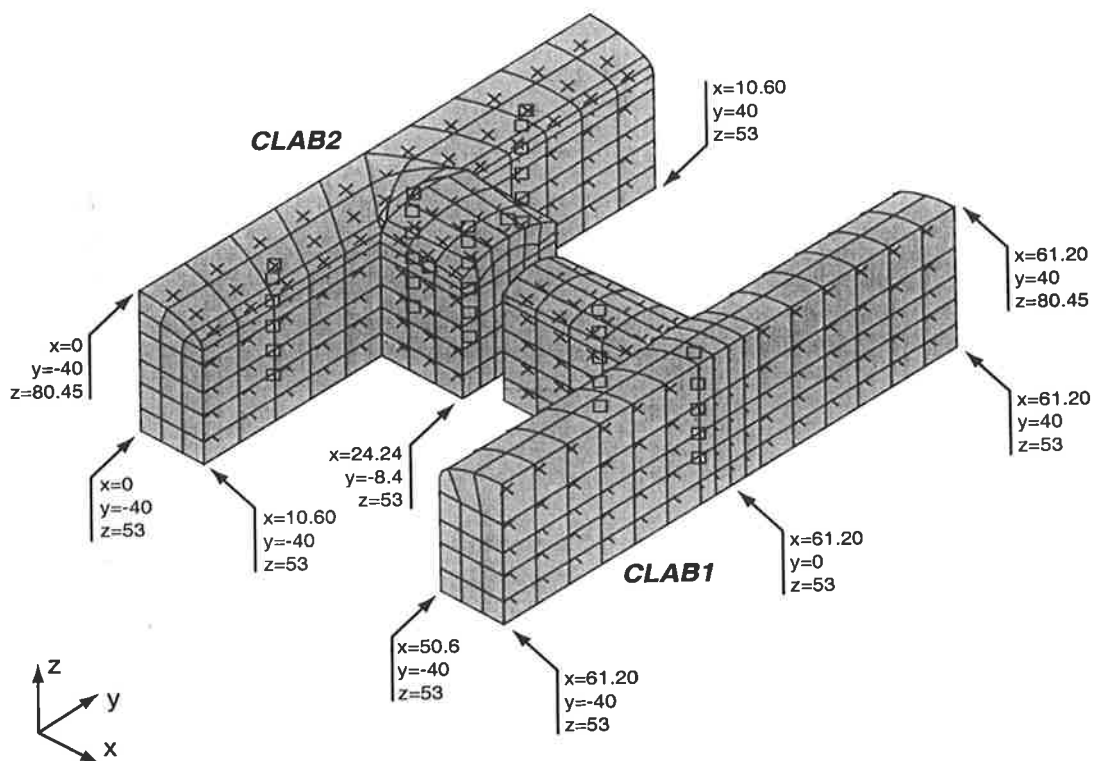


Figur 3. Placering av extensometrar
Positioning of extensometers

Jämförelse mellan prognos och utfall avseende bergdeformationerna.

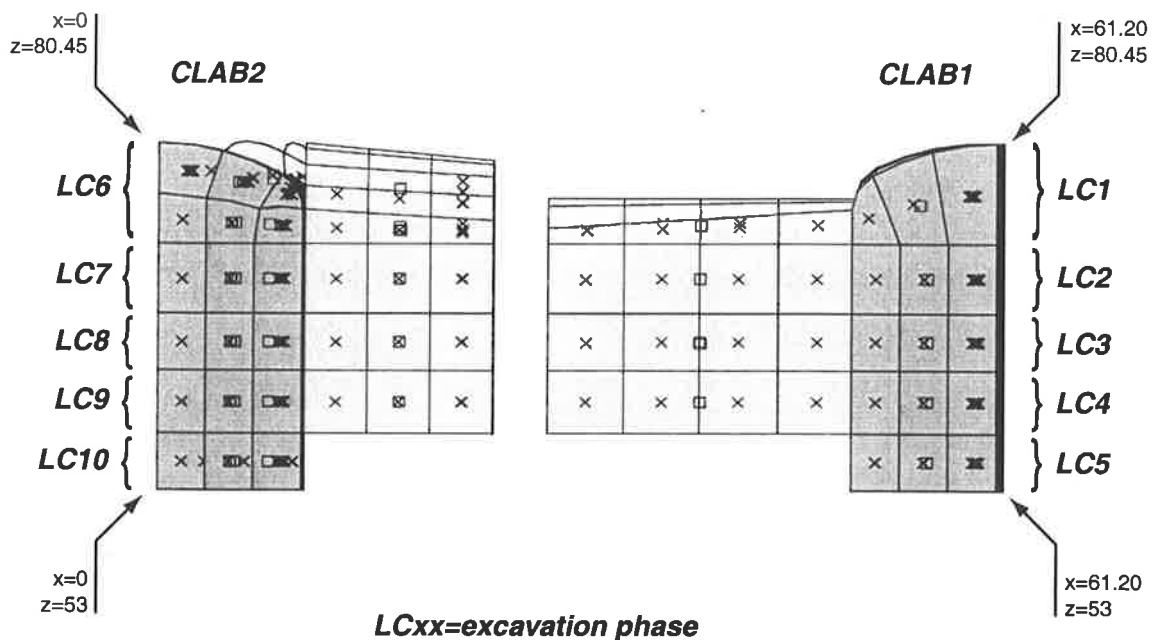
Använd modell

En tredimensionell finita-elementmodell användes för beräkningar av förväntade deformationer omfattande båda bergrummen med mellanliggande förbindelsetunnel. För beräkningarna utnyttjades programmet BEFE utvecklat av Beer (1992). Modellen inriktades på att analysera uppförandet hos 40-meterspelaren mellan bergrummen och den till sist kvarlämnade 4-meterspelaren i förbindelsetunneln. I modellen antogs symmetri råda längs bergrummens centrumlinjer. Modellens layout visas i figur 4.



Figur 4. Tillämpad numerisk 3D-modell
Used 3D-model

I modellen simulerades sedan bergguttaget för CLAB etapp 1 och etapp 2 och sekvensen framgår av figur 5.



Figur 5. Sekvens för berguttaget
Rock excavation sequence

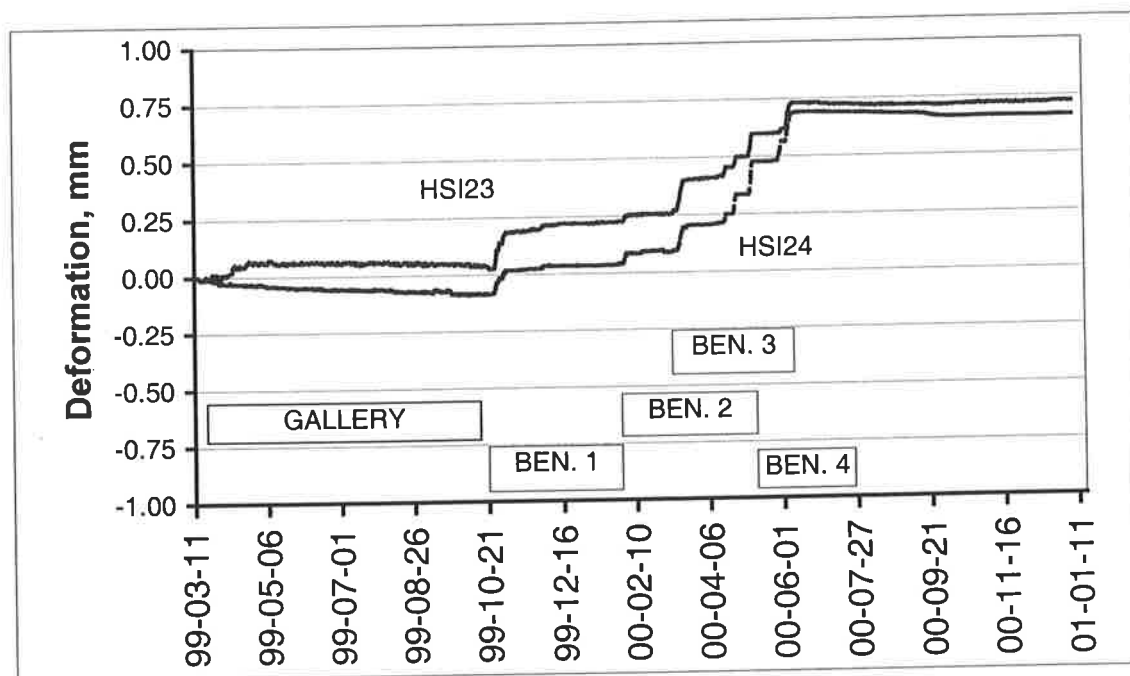
Jämförelse

Jämförelsen mellan beräknade och uppmätta deformationer redovisas för de olika stegen i uttagssekvensen vilka definieras i tabellen nedan med hänvisning till benämning i föregående figur:

Steg nr	Beskrivning
1	Uttag av takort (LC6)
2	Uttag av pall 1 (LC7)
3	Uttag av pall 2 (LC8)
4	Uttag av pall 3 (LC9)
5	Uttag av pall 3 (LC10)
6	Uttag av pelaren i förbindelsetunnel mellan bergtrum 1 och 2

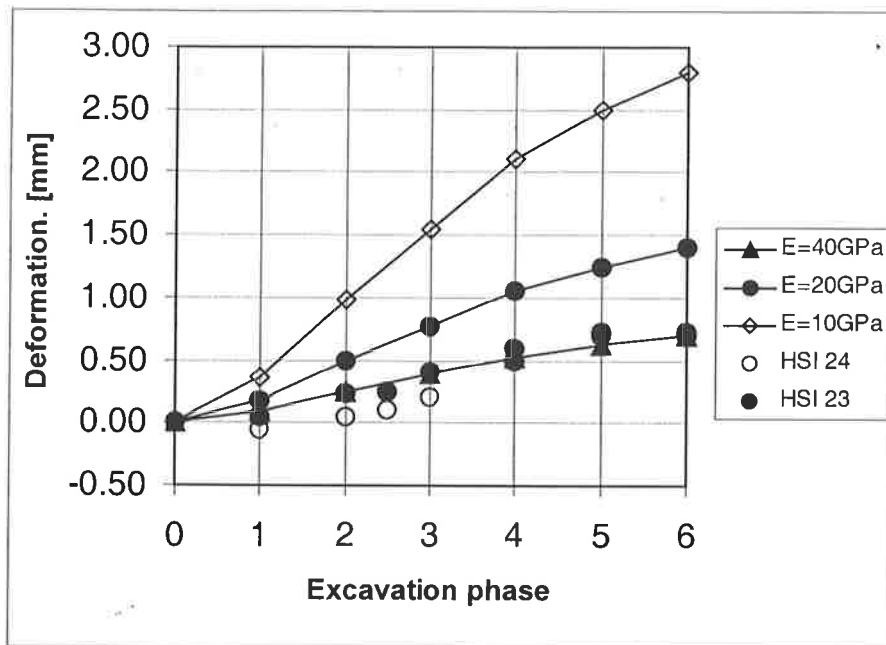
Tabell 1. Beskrivning av uttagssteg
Description of excavation stages

I bergtrum 1 installerades extensometrar i befintliga borrhål tidigare använda för mätningar med sliding micrometer. Extensometrarna HSI 23 och HSI 24 är placerade i anfangsnivå i den södra respektive norra delen. I samma tvärsektioner men längre ned på väggen placerades extensometrarna HI 27 och HI 28. Ett exempel på registrerade rörelser relaterat till tid och uttagssekvens redovisas i figur 6.

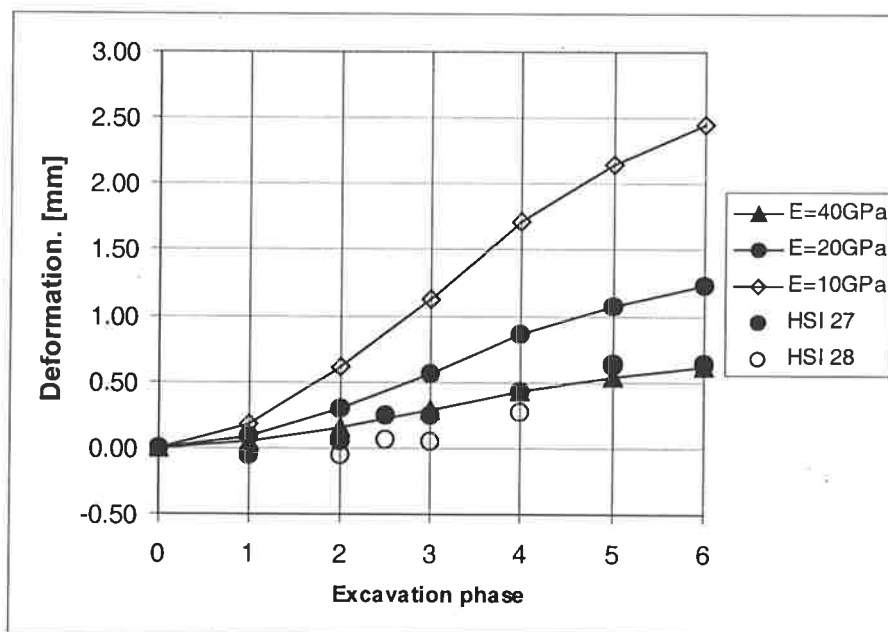


Figur 6. Uppmätta deformationer i relation till tid och uttagssekvens.
Measured deformations related to time and excavation sequence.

I figur 7 och 8 visas jämförelsen mellan beräknad och uppmätt deformation för extensometrarna i bergtrum 1.

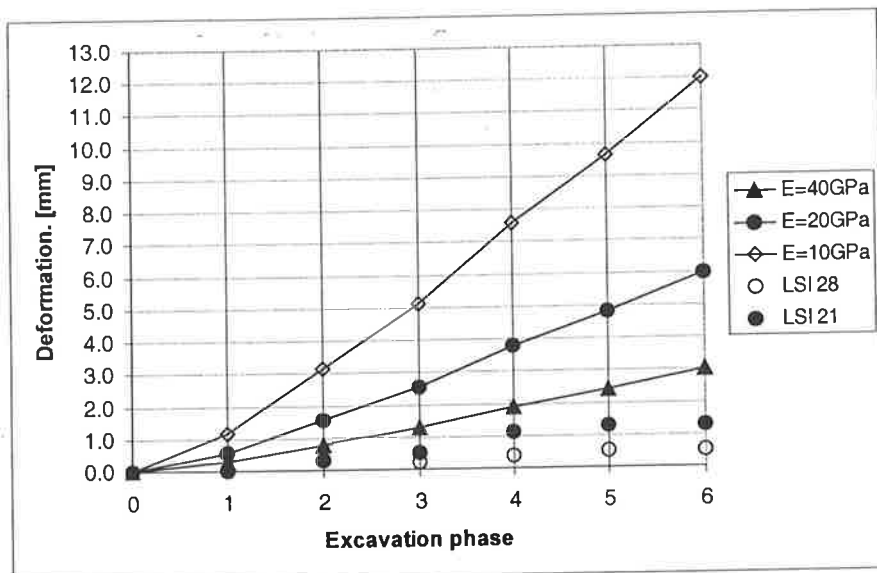


Figur 7. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer
Comparison between calculated and measured deformations

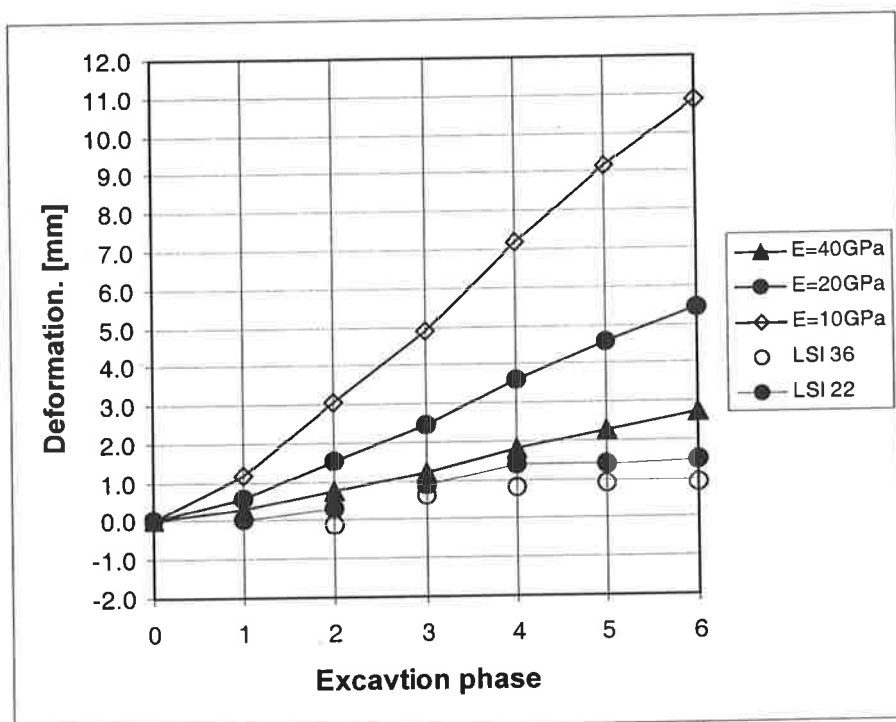


Figur 8. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer
Comparison between calculated and measured deformations

Konvergensmätning utfördes mellan väggarna i bergrum 1. I figur 9 och 10 visas på motsvarande sätt jämförelsen mellan beräknade och uppmätta rörelser.



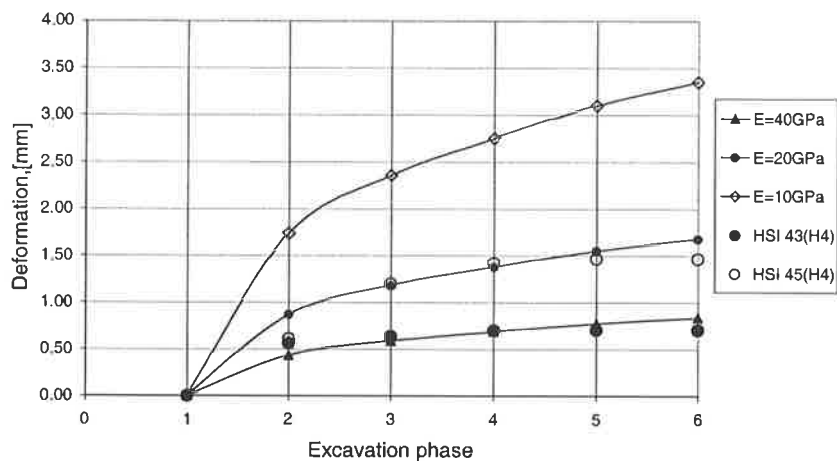
Figur 9. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer
Comparison between calculated an measured deformations



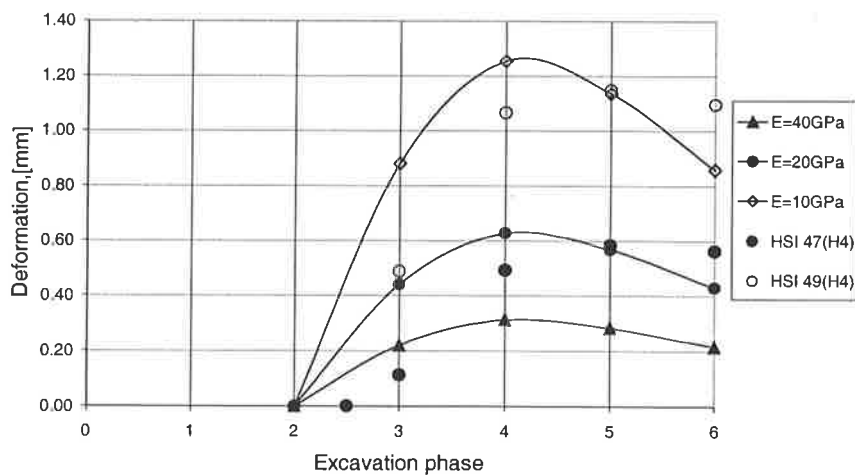
Figur 10. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer
Comparison between calculated an measured deformations

De uppmätta deformationerna stämmer väl överens med de beräkningar som gjorts med en E-modul lika med 40 Gpa.

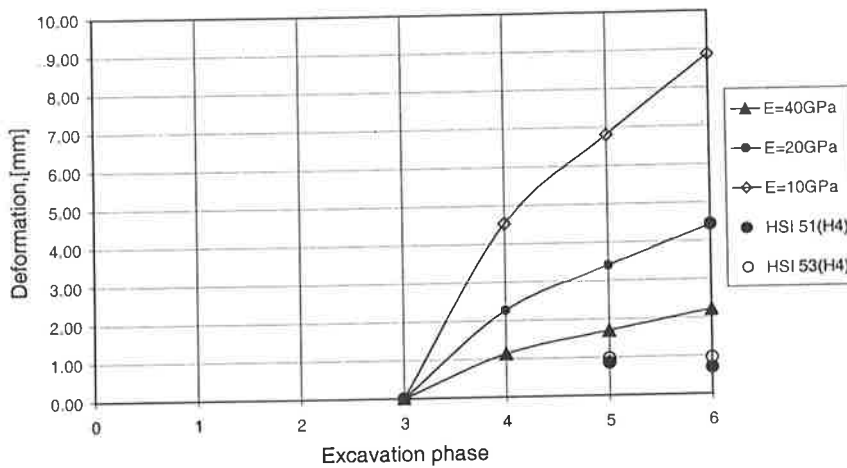
I bergtrum 2 installerades extensometrar i tre olika nivåer (se figur x). Mätvärdena avlästes kontinuerligt och kunde jämföras med fastställda kontrollgränser. Uppmätta deformationer i den norra delen av bergtrummet var större än i den södra och överensstämmer bättre med beräkningarna med en E-modul lika med 10 - 20 Gpa. För den norra delen fås god överensstämmelse med E=40 Gpa. Resultaten visas i figurerna 11, 12 och 13 nedan.



Figur 11. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer i CLAB 2
Comparison between calculated and measured deformations in CLAB 2



Figur 12. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer i CLAB 2
Comparison between calculated and measured deformations in CLAB 2



Figur 13. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer i CLAB 2
Comparison between calculated and measured deformations in CLAB 2

Sammanfattning

Systemet med elektroniskt registrerade och överförda deformationsvärdena har fungerat utmärkt med endast ett fåtal avbrott.

Konvergensmätningarna planerades från början att utföras med bandmätning. Ganska snart beslöts dock att ersätt detta system med ett optiskt system bestående av fast monterade mätprismor och en totalstation. Erfarenheten har visat att infästningen av prismorna och uppställningen av totalstationen måste vara mycket robusta för att man skall erhålla den mätnoggrannhet som systemet i sig medger. Det är mycket väsentligt att man kan lita på de resultat man får eftersom oriktiga mätvärden kan missleda och vara sämre än inga mätvärden alls.

Ett i dag allt vanligare verktyg vid utformning av mer komplicerade, bergförlagda anläggningar är numeriska modeller. I det aktuella fallet ställdes stora krav på att kunna verifiera vald design och förutsägelser om inverkan på den befintliga anläggningen. Det blev då naturligt att tillgripa beräkningar med 3D-modeller. Under hela byggprocessen har överensstämmelsen mellan prognoser och utfall varit tillfredsställande för att verifiera designen och utförda förstärkningsåtgärder.

Summary

The existing facility for intermediate storage of spent nuclear fuel (CLAB) is a central storage serving all nuclear plants in Sweden. The fuel elements are stored in

water filled concrete basins, located in a rock cavern with its roof positioned at about 30 m below the ground surface. The cavern length is 120 m, the height 26 m and the span 21 m. There is a need to increase the storage capacity, as the storage space of the existing rock cavern will be fully utilised during 2003. Therefore, another cavern of the same size has now been constructed, parallel to the existing cavern, at a distance of 40 m. Due to the sensitivity of the facility in operation, careful calculations were carried out, using various model tools, in order to show that the necessary stability could be maintained for the existing cavern and reached for the new one.

The rock parameters used for the calculations were determined based on the result from geological pre-investigations, as well as experiences from the existing cavern. The result of the studies was examined by the governmental authorities before permission to start the construction was granted. In addition, an extensive monitoring program for deformations was developed, comprising the use of extensometers and optical convergence measurements. In this paper, experience of the used equipment will be discussed, and a comparison between forecast and outcome of the rock deformations are presented.

The electronically registered deformation measuring systems worked excellent with very few breaks. Even if the optical convergence measurement system worked fine it still seems to lack a bit in durability, simplicity, robustness and precision. In some projects a malfunctioning measuring system has proven to be worse than having none.

A commonly used design tool when things get complicated is numerical models. In this case the verification of the predicted influence of the new cavern on the old cavern made the use of 3 D models necessary. During the whole construction phase the agreement between predicted and observed deformations were considered satisfactory for the verification of the design.

DIMENSIONERING AV BERGANLÄGGNINGAR MED SANNOLIKHETS- BASERADE METODER – EN INLEDANDE STUDIE

Design of underground caverns with probability based methods – an introduction

Magnus Nelson - Skanska Teknik AB, KTH
Håkan Stille - KTH

SAMMANFATTNING

Dimensionering av tunnlar grundar sig på att finna ett tillfredsställande förhållande mellan bärförmåga och lasteffekt. I Boverkets konstruktionsregler (BKR 99) föreskrivs att sannolikhetsbaserade metoder skall användas vid dimensionering och jämförelsen av bärförmåga och lasteffekt. Vidare föreskriver BKR 99 att metoderna beräkning, provning respektive uppenbart skall användas vid dimensionering. Det visar sig emellertid att den bergmekaniska dimensioneringen skiljer sig från andra konstruktionstyper genom de faror som följer med de geologiska förutsättningarna.

Den traditionella metoden att använda beräkningar, erfarenhet samt observationer är en förutsättning för att skapa tillförlitliga konstruktioner. Sannolikhetsbaserade metoder som t.ex. partialkoefficienter kan användas men de måste anpassas till de osäkerheter som råder vid bergbyggande. Oavsett hur bärförmågan och lasteffekten jämförs måste beräkningen även i fortsättningen kombineras med erfarenhetsåterföring och observationer.

1 INLEDNING

Byggherren skall (enligt PBL) ansvara för att egenskaperna hos byggnadsverket följer gällande lagar. I Lagen om Tekniska Egenskapskrav på Byggnadsverk, BVL, ställs krav på erforderlig bärförmåga, stadga och beständighet. För vanliga byggnader följs detta krav genom dimensionering enligt BKR 99. Vid dimensionering av tunnlar och berggrum uppstår problem eftersom det saknas föreskrifter att hänvisa till, se figur 1.

Vägverkets krav på vägtunnlar återfinns i Tunnel 99 men denna utgåva gäller ej som generell föreskrift. EU har tagit fram ett förslag till norm via Eurocode och denna avser behandla även bergkonstruktioner. Detta dokument har ännu inte börjat användas i Sverige. Den del av Eurocode som behandlar bergkonstruktioner kan dessutom betraktas som något outvecklad, se CEN (1999).

<u>Handling</u>	<u>Innebörd</u>
BVL 2§	Bygglövspliktiga anläggningar skall uppfylla krav på bärförmåga m.m.
PBL 9kap. 1§	Byggherren ansvarar för att kraven uppfylls
BKR 99	Anger konstruktionsregler för bygglövspliktiga anl. utom tunnlar och bergrum
?	Konstruktionsregler för tunnlar och bergrum saknas

Figur 1 Konstruktionsregler saknas för tunnlar och bergrum. Detta innebär att byggherren inte kan uppfylla kraven enligt PBL.

Figure 1 Construction codes are not available for underground caverns. It is therefore not possible for the client to follow the laws.

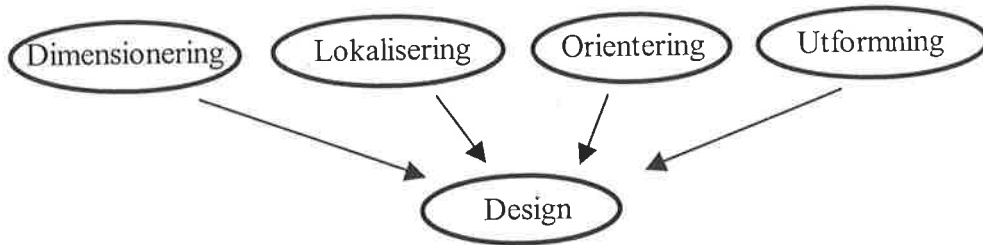
Bakgrunden till detta arbete är ett önskemål att även berganläggningar skall kunna dimensioneras med sannolikhetsbaserade metoder såsom BKR 99 föreskriver. I dagsläget är det oklart vad som skall styra en bergmekanisk dimensionering.

2 DIMENSIONERING AV BERGANLÄGGNINGAR

Dimensioneringen av tunnlar och bergrum skiljer sig avsevärt från andra typer av anläggningar på grund av den komplexa strukturen hos byggmaterialet d.v.s. berget. För väldokumenterade material såsom stål och betong kan risknivån uppskattas genom beräkningar med vedertagna formler. I stålet och betongen har vi dessutom i förväg valt de egenskaper som ska gälla. För bergmaterial ställs man inför mycket större osäkerheter både vad gäller val av beräkningsmodell och materialparametrar.

Till skillnad från många andra typer av byggnadsverk är dimensioneringen av berganläggningar en process som vanligtvis inte är avslutad förrän anläggningen är färdigställd. För att kunna utvärdera den sannolikhetsbaserade dimensioneringen måste hela dimensioneringsprocessen belysas.

Med bergmekanisk dimensionering avses här bestämning av förstärkning för en berganläggning avseende kvalitet, mängd och placering. Den bergmekaniska dimensioneringen är en delmängd av designen som även innefattar lokalisering, orientering och utformning av bergrummet, se figur 2.



Figur 2 Definition av termer. Dimensionering utgör en del av designen.
 Figure 2 Definition of terms. Dimensioning is one part of the design.

Dimensioneringen och förstärkningen syftar till att skapa en säker konstruktion och förhindra brott. Innebörden av ordet brott kan variera. Exempelvis likställer Hoek & Brown (1980) den maximala spänning som ett material kan bära med brottspänningen och "failure" inträffar således när den maximala spänningen uppnåtts. Hoek, Kaiser & Bawden (1998) föreslår att en konstruktion är stabil så länge förstärkningselementen inte är överbelastade samt att deformationerna är under kontroll. Brottet kopplas således till förstärkningens uppförande i kombination med bergmassans rörelsemönster.

Definitionen av brott kan också kopplas direkt till det krav som ställs av ansvarig konstruktör vid dimensionering av berganläggningen. En sprutbetong som spricker upp på grund av för hög belastning har lokalt nått brottillstånd. Konstruktion i sig kan däremot fortfarande vara säker om det lokala brottet inte propagerar eller påverkar övriga konstruktionsdelar. Vissa rörelser indikerar att brott är nära förestående men så länge ingen skada kan konstateras har inte brott inträffat. Orsaken till den oönskade rörelsen kan variera och därmed beskrivas som olika mekanismer.

Vid dimensionering av berganläggningar kan man använda sig av olika metoder:

- Empiriska metoder som grundar sig på erfarenhet
- Observationsmetoder som grundar sig på instrumentering och en kontinuerlig återkoppling till dimensioneringen
- Beräkningsmetoder som grundar sig på analytiska och numeriska beräkningar

Dessa tre metoder ger, var och en för sig eller flera i kombination, underlag för beslut om vilken förstärkning som är erforderlig. Valet av metod styrs av faktorer såsom tradition, utbildning och typ av projekt.

2.1 Empiriska metoder

Med empiriska metoder menas användandet av erfarenhet. Den kanske mest använda empiriska metoden är klassificeringssystemen. Dimensionering med hjälp av klassificeringssystem är omdiskuterat eftersom det är förenat med vissa faror. Den som använder någon annans erfarenhet kan kompensera sin egen brist på erfarenhet, men samtidigt missförstå den andres erfarenhet. Det är viktigt att förstå både hur

klassificeringssystemen skall användas och kanske ännu viktigare när de inte är användbara. Därför fordras kunskap och förståelse för de bergmekaniska problemen.

Till klassificeringssystemen hör även förstärkningsrekommendationer som föreslår typ och mängd av förstärkning. Dessa rekommendationer kan leda till en form av "tabelldimensionering" där förståelsen för de bergmekaniska problemen försvinner eller åtminstone inte efterfrågas. Den erfarenhet och kunskap som är sammanfattad i klassificeringssystemen och dess förstärkningsrekommendationer är mycket värdefull och uppskattad. Man måste dock vara medveten om de gränser som finns för hur långt en dimensionering kan förlita sig på systemen. Grunddata till förstärkningsrekommendationer för Q-systemet härstammar från projekt där förstärkningen varit tillräcklig. Ett vanligt resonemang är att "vi förstärker minst så mycket som vid tidigare projekt". Med detta resonemang tenderar förstärkningsnivån hela tiden att öka.

Det framgår inte med vilken säkerhetsmarginal en empirisk dimensionering utförts, endast att konstruktionen var stabil. Man kan ana en negativ spiral där förstärkningsinsatserna ökar utan att säkerhetsnivån avsiktligt höjts. Liknande problematik kan återfinnas vad gäller material vid förstärkning. Erfarenheten kan till exempel ge oss vilken tjocklek på sprutbetongen som är tillräcklig för att uppnå stabilitet. Utvecklingen av materialet sprutbetong och arbetsmetoderna har medfört en avsevärd förbättring av sprutbetongens egenskaper. Empiriska metoder gör det däremot svårt att koppla sådana kunskaper till en säkerhetsmarginal vid dimensionering.

2.2 Observationsmetoden

Det är önskvärt för den som dimensionerar att kunna förutse den optimala förstärkningen innan berguttaget påbörjas men det förefaller vara omöjligt. Inte ens med mycket omfattande förundersökningar kan man förutse den optimala förstärkningen eftersom det inte i detalj går att prediktera bergmassans egenskaper. Den bästa lösningen blir därför att anpassa förstärkningen efterhand som information tillkommer i samband med berguttag. Geologisk kartering och deformationsmätning är exempel på arbetssätt som kan ligga till grund för uppdatering.

Observationer och övervakning används mer eller mindre vid alla undermarksprojekt för att åstadkomma en korrekt dimensionering. Problemets natur med begränsade förundersökningar, komplex geologi, komplex mekanik och komplex teknik medför ett behov av tillkommande information under tunneldriften. Dimensionering på basis av sämsta tänkbara förhållanden är ekonomiskt inte möjligt. Det är heller inte möjligt av ekonomiska skäl att utreda grundförhållandena i detalj. Observationen måste vara kopplad till de problem som kan förväntas. Geologisk kartering, visuell inspektion samt deformationsmätning är de tre viktigaste observationsverktygen. I observationsfasen av ett projekt finns vanligen ett kontrakt som styr vem som skall observera och hur detta rapporteras. Arbetet kan därmed hindras eller försvåras av problem som ligger på ett organisatoriskt eller kontraktuellt plan.

2.3 Beräkningsmetoder

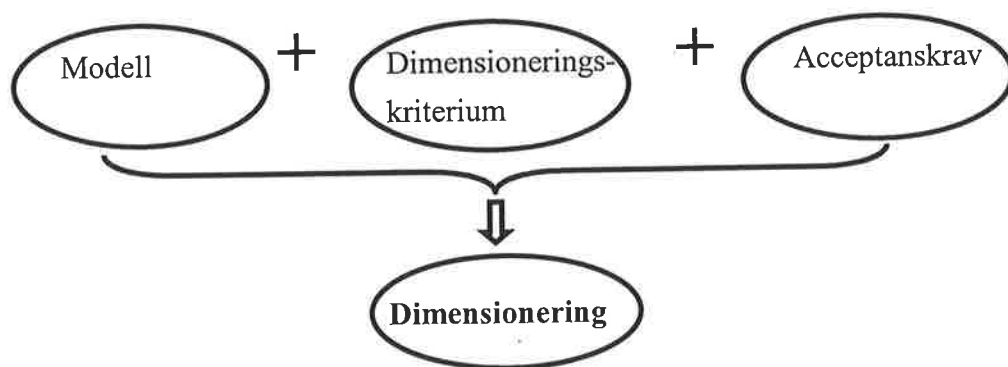
Med beräkningsmetoder avses här beräkning med hjälp av analytiska eller numeriska modeller. För i stort sett alla bergmekaniska brottmekanismer finns det modeller. Historiskt sett har de analytiska modellerna dominerat men i och med datorernas utveckling används numeriska modeller allt oftare.

Gemensamt för de analytiska modellerna är att de är relativt enkla och samtidigt något grova. I praktiken används därför analytiska modeller främst för överslagsberäkningar i syfte att bilda en uppfattning om styrande mekanismer. Numeriska modeller ger möjligheter att analysera de komplexa förhållanden som råder kring en tunnel eller ett berg-rum. Ett antal förenklingar måste dock fortfarande göras. Relativt stora osäkerheter avseende bergmassans egenskaper ger således begränsningar i beräkningsresultatets noggrannhet. Bergmekaniska beräkningar skiljer sig därför i vissa avseenden från beräkningar vid dimensionering av andra typer av konstruktioner. Modeller behandlas vidare nedan.

3 VERKTYG FÖR DIMENSIONERING

För berganläggningar är det ofta svårare att skapa trovärdiga modeller för beräkning jämfört med andra typer av konstruktioner. Det finns få modeller att använda och dessa är behäftade med stor osäkerhet. Oavsett vilken av de tre ovanstående metoder som används erfordras tre verktyg. Dessa tre definieras i figur nedan.

Beroende på vilken av dimensioneringsmetoderna som används kan verktygen dessutom vara mer eller mindre uttalade. För beräkningsmodellen kan verktygen uttryckas direkt med formler och värden. Den erfarenhetsbaserade modellen behöver däremot inte vara direkt uttryckt med formler utan kan förmedlas via tal eller en bild.



Figur 3 För att kunna utföra en dimensionering erfordras en modell, ett dimensioneringskriterium samt ett acceptanskrav.

Figure 3 Dimensioning requires a model, a criteria and an acceptance demand.

3.1 Modeller

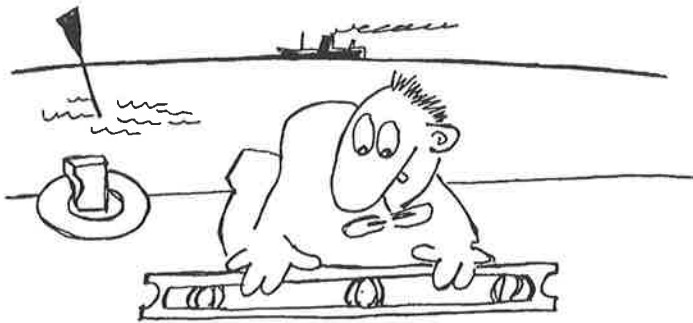
Modellbildningen är centralt vid framförallt beräkningar och det är viktigt att här definiera vad en modell är samt vilka egenskaper den kan ha. Begreppet modell kan ha flera innebörder. En modell kan vara fysisk och till exempel avbilda något i en annan skala. Den kan också vara matematisk och beskriva ett samband med hjälp av formler.



Figur 4 Vi måste skilja på vad som är modellen och vad som är verkligheten.
Figure 4 We must distinguish the reality from the model.

Med modell avses här både matematiska modeller (som definieras via en eller flera ekvationer) och mer abstrakta modeller som används vid erfarenhetsmässig dimensionering. Själva definitionen på en modell är att den är en förenkling av en komplex verklighet. Det finns en gräns för hur komplexa våra modeller får vara eftersom även modellernas komplexitet kan medföra att vi inte förstår problemet. Konsten vid skapandet av en modell är att kunna identifiera de väsentliga parametrarna och avstå från de parametrar som inte är signifikanta för problemet.

Ett av problemen vid dimensioneringen är storleken på modellfelet. Detta problem utgör själva grunden för förståelsen av en modell. Även en osäker modell är användbar om användaren är medveten om modellens osäkerhet. Det faktum att bergmekaniska modeller generellt är mer osäkra än modeller i andra ingenjörsvetenskapsdiscipliner medför ökad risk för att användaren av en modell är omedveten om osäkerheterna. Bergmekaniska modeller skall i första hand identifiera de signifikanta parametrarna men även visa vilken effekt osäkerheterna har på det mekaniska uppförandet.



Figur 5 Lokalt sett är jorden platt. Det är ingen allmängiltig modell men kan vara användbart för enstaka fall.

Figure 5 *Locally the earth is flat. It is not an universal model but could sometimes be used.*

Med vetenskap om modellosäkerheterna i en beräkning kan ett krav på extra säkerhet tillföras vid dimensionering. Till detta kommer osäkerheten i de parametrar som används i modellen.

3.2 Dimensioneringskriterier

Dimensionering som grundar sig på beräkning måste vara kopplad till ett kriterium som definierar hur bärförmågan och lasteffekten skall ställas i relation till varandra. Kriteriet kan formuleras på olika sätt och vara mer eller mindre tillämpligt för olika dimensioneringsfall. Gemensamt för alla kriterier är att de definierar hur bärförmågan, R , skall jämföras med lasteffekten, S . Skillnaden mellan R och S kan uttryckas på flera olika sätt. Den mest använda metoden idag är att använda sig av en säkerhetsfaktor, F . Detta innebär att förhållandet mellan bärförmågan och lasteffekten kan uttryckas med en faktor.

$$R/S = F$$

Säkerhetsfaktorn har kritiserats bland annat för det otydliga sättet att välja parametrar. Det är inte alltid klart om medelvärde eller något annat värde skall användas. Storleken på säkerhetsfaktorn har till viss del empirisk bakgrund. Storleken på säkerhetsfaktorn borde således vara kopplad till den modell som används och hur parametrarna i modellen bestäms. Detta är inte alltid fallet och användandet av säkerhetsfaktorer vid bergmekanisk dimensionering kan ifrågasättas.

Vid dimensionering kan även ett sannolikhetsbaserat mått användas som kriterium. Vid beräkning av brottsannolikhet kan storleken på osäkerheten uppskattas om de ingående

parametrarnas osäkerhet är känd och modellens osäkerhet kan bestämmas genom kalibrering mot verkliga lastfall. Detta förutsätter att lastfallen är tydligt definierade samt att det är tillräckligt många upprepningar av lastfallet. En förutsättning som inte går att uppfylla för de bergmekaniska frågeställningarna och förmodligen inte för någon annan konstruktionstyp heller. Direkt beräkning av brottsannolikhet är vanligen inte lämpligt eller ens möjligt. Fördelningsfunktionerna är sällan kända och beräkningarna är svåra att utföra.

Beräkningarna kan däremot under vissa förutsättningar förenklas om den så kallade β -metoden eller partialkoefficientmetoden används som dimensioneringskriterium. Dessa förenklade metoder utgör en viktig del av den sannolikhetsbaserade dimensioneringen.

3.3 Acceptanskrav

I vår modell och hos våra parametrar finns en osäkerhet som man måste ta hänsyn till. Detta kan åstadkommas genom ett krav att bärförmågan skall vara avsevärt större än lasteffekten.

$$R \gg S$$

Storleken på R i förhållande till S bör då i någon mening återspegla den osäkerhet som finns i modellen och hos parametrarna. Dimensioneringskriteriet definierar hur R och S skall kopplas till varandra. För att kunna avgöra om en dimensionering är godkänd behövs då slutligen ett krav på vilken storlek R skall ha i förhållande till S. Detta krav benämns här acceptanskrav. De olika typerna av dimensioneringskriterier kopplas till var sin typ av acceptanskrav. För säkerhetsfaktorn, F, gäller att den skall vara minst lika stor som kravet, F_{krav} .

$$F \geq F_{krav}$$

Det otydliga sambandet mellan säkerhetsfaktor och verklig säkerhet hos konstruktionen är en av metodens stora nackdelar och man har följaktligen gått ifrån detta dimensioneringskriterium i Boverkets Konstruktions Regler (BKR 99).

Vid användning av brottsannolikhet skall den beräknade sannolikheten vara mindre än den tillåtna.

$$P_f < P_f^{krav}$$

En av finesserna med sannolikhetsbaserade metoder är att de kan kopplas till brottsannolikheten och det krav som uttrycks i form av sannolikhet. Värden på partialkoefficienter eller β kan således kopplas till en brottsannolikhet. Kravet på säkerhet för olika dimensioneringskriterier är oklart för bergkonstruktioner. Trots att

säkerhetsfaktorn, F , dominerar finns inga klara anvisningar hur stor faktorn skall vara. Oavsett vilket kriterium som används kvarstår alltså frågan om kravet.

Ett annat sätt att betrakta acceptanskravet presenteras av bland annat Hoek, Kaiser & Bawden (1998). Genom att dimensionera med hjälp av deformationskriterier kan acceptanskravet uttryckas i form av tillåten deformation. Då gäller inte bara absolutvärdet på deformationen utan även deformationsutvecklingen. En kombination av säkerhetsfaktorn och deformationskriterium är relativt vanligt vid dimensionering idag.

4 ERFARENHETER FRÅN SVENSKA TUNNLAR

Genom att studera det omfattande arbete som utförts i tunnlar kan man dra viktig lärdom. Den erfarenhetsstudien som utförts syftar till att skapa en helhetsbild om den bergmekaniska dimensioneringen.

Antalet kända större ras i svenska tunnlar är litet. Det finns två huvudsakliga skäl till detta:

1. I tunnlar och berggrum där konsekvensen av ett ras är stor förstärks berget mer omfattande än vid tillfälliga konstruktioner såsom gruvor. Kostnaden för överförstärkning är liten i förhållande till konsekvensen av ett brott.
2. Den andra anledningen är möjligheten till inspektioner och förvarning om brott. Sprutbetong är idag en mycket vanlig förstärkningsmetod. Den genomförda litteraturstudien har även visat att ett begynnande ras vanligen kan upptäckas genom sprickbildning i sprutbetongen.

Under drivningen inträffar däremot ofta mindre ras vilket vanligtvis innebär begränsad skada. Förfarandet med initieell förstärkning medför att säkerhetsnivån under drivningen är betydligt lägre och brott relativt vanligt. Kompetent personal tillsammans med andra skyddsåtgärder gör dock att sannolikheten för skador vanligtvis är tillfredsställande låg under drivningen. När den permanenta förstärkningen är applicerad och anläggningen är tagen i drift kan konsekvenserna av ett brott bli betydligt större men antalet brott i detta skede är litet.

Svällande leror konstateras vara en relativt vanlig orsak till brott. Analytisk och numerisk beräkning är användbara hjälpmedel för att utföra en dimensionering men det är inte där svårigheten ligger. Det kan konstateras att svårigheten framförallt ligger i att identifiera problemet. Vi vinner på att beakta möjligheterna att uppfatta varningsklockor innan ras har inträffat. De ras som kan inträffa utan att föregås av tydliga varningsklockor är de farligaste och skall behandlas med större säkerhet. Exempel på en sådan brottmekanism är nedfall av instabila block. En konstruktion som inte kan inspekteras, eller där förvarning ej kan ges, bör uppfylla hårdare säkerhetskrav jämfört med om samma konstruktion är öppen för inspektion.

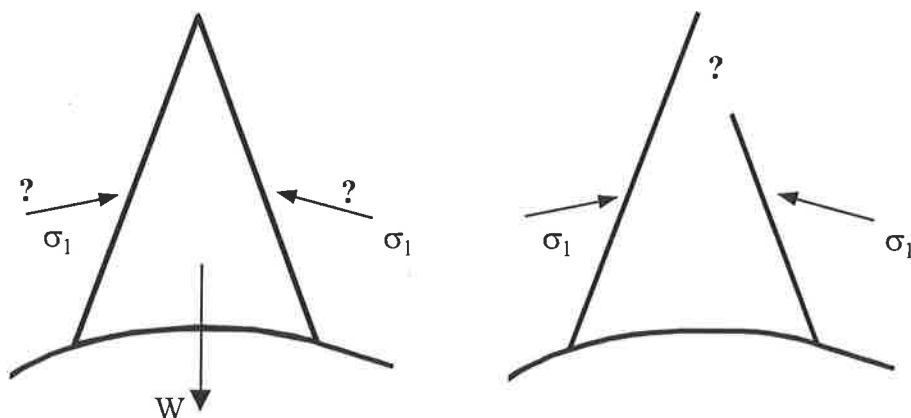
Vid dimensionering bör således beaktas först och främst vilka brottmekanismer som är aktuella, vilken konsekvens de kan ha, möjligheten till förvarning om brott samt omfattningen på inspektion och underhåll. Detta arbetssätt är vanligt förekommande idag, svårigheten ligger i att föreskriva arbetssättet i normer.

5 DIMENSIONERING AV INSTABILA BLOCK

Principerna för den bergmekaniska dimensioneringen har behandlats ovan. Efter att ha behandlat dimensioneringskriterium och acceptanskrav kan frågeställningen nu fokuseras på lämpligheten att ersätta säkerhetsfaktorn med exempelvis ett β -värde eller partialkoefficienter. Nedan följer en tillämpning av problemet på det instabila blocket. Tillämpbarheten för sannolikhetsbaserade metoder avses kunna visas med detta exempel.

Stabiliteten för ett block i hårt sprickigt berg beror av sprickplanens lutning, sprickytans egenskaper samt den rådande spänningssituationen. En fullständigt korrekt beräkning av stabiliteten för ett instabilt block måste beakta alla ingående parametrar. Detta visar sig naturligtvis (vi kan ju aldrig beskriva naturen exakt) bli en praktisk omöjlighet och modellens omfattning måste anpassas till kravet på noggrannhet i svaret.

Den idag kanske vanligaste modellen är den som används i till exempel dataprogrammet Unwedge, utvecklat av Carvalho et. al. (1992). Här tillgodoräknas endast friktionskrafter från egentyngd vid glidning på plan. Ett block som kan falla måste således vara bultat för att bli stabilt. Den horisontella inspänningen har här följaktligen ingen betydelse.



Figur 6 Exempel på osäkerheter vid dimensionering av instabila block.
Figure 6 Example of uncertainties to deal with when dimensioning unstable blocks.

Vid dimensionering av instabila block måste, såsom beskrivits ovan, ett säkerhets-kriterium, ett acceptanskrav och en modell definieras. För modellen ovan enligt

Carvalho et al (1992) likställs lasteffekten, S , med blockets tyngd, W . Med bultar som förstärkning motsvarar bärförmågan, R , kraften från bultarna, F_{bult} . Brottuttrycket kan då ställas upp som

$$F_{\text{bult}} - W = 0$$

Med säkerhetsfaktor som kriterium vid jämförelse mellan bärförmåga och lasteffekt kan uttrycket skrivas om som

$$F = R / S = F_{\text{bult}} / W$$

Den sannolikhetsbaserade dimensioneringen innebär att säkerhetsfaktor byts ut mot någon sannolikhetsbaserad metod, till exempel partialkoefficienter. Brottgränsuttrycket kan då skrivas om som

$$F_{\text{bult}} / \gamma_R - W \cdot \gamma_S = 0$$

Partialkoefficienterna kan sedan i princip relateras till krav på säkerhetsnivå beskrivna av säkerhetsindex β enligt sambandet nedan (se t.ex. Olsson, 1986).

$$\gamma = x_k / (\mu + \alpha \beta \sigma)$$

Oavsett om säkerhetsfaktor eller partialkoefficienter används blir beräkningen till synes enkel. Några riktlinjer för hur stor säkerhetsfaktor skall vara för denna typ av beräkningar finns däremot inte. Storleken på partialkoefficienterna är inte heller lätt att bestämma. Att direkt ersätta totalsäkerhetsfaktor med partialkoefficienter är inte lämpligt eftersom säkerhetsnivån blir fortsatt oklar. Det är däremot en önskvärd utveckling att anpassade partialkoefficienter ersätter totalsäkerhetsfaktor.

Man kan således byta ut säkerhetsfaktor mot en sannolikhetsbaserad dimensionering i form av partialkoefficienter. Man bör dock vara medveten om några nackdelar som följer med denna övergång. För det första måste koefficienterna vara unikt anpassade till de osäkerheter som råder vid den bergmekaniska dimensioneringen. Man kan frestas att nyttja de koefficienter som gäller för exempelvis geokonstruktioner enligt BKR 99. Osäkerheten förblir då oklar och för inte dimensioneringsarbetet framåt.

Den andra nackdelen är att en sannolikhetsbaserad dimensionering riskerar att ge en kraftig överförstärkning. Detta av två skäl, dels att modellen är starkt konservativ genom att den bortser från friktionskrafter från bergspänningen. Dels förutsätts att det verkligen finns ett block. Detta är en av bergmekanikens stora svårigheter att bedöma om en sån brottmekanism föreligger och medför speciella svårigheter vid den bergmekaniska dimensioneringen.

Dimensionering med sannolikhetsbaserade metoder används för andra konstruktions-typer och är en väletablerad metod. För den bergmekaniska dimensioneringen används andra kriterier. Vanligast är säkerhetsfaktorn. Kanske ännu viktigare är den roll som beräkningen har vid den bergmekaniska dimensioneringen. Observationer och erfarenhet tillskrivs stort värde och beräkningen ses som ett komplement till dessa. Beräkningen är därför ofta mer av överslagskaraktär och den formella säkerheten har en något underordnad betydelse.

I princip är det möjligt att övergå till partialkoefficienter även för bergmekaniska dimensioneringsfall. Storleken på koefficienterna måste dock anpassas till de unika förutsättningar som gäller för tunnlar och bergrum. En direkt övergång till partialkoefficienter löser egentligen inga problem i dagsläget men det ger en öppning för utveckling av den bergmekaniska dimensioneringen.

Erfarenheten visar att bergprojekt är komplexa och riskfyllda. Det är däremot oftast inte feldimensioneringar som är orsaken till ras. Bristen på kommunikation och information kan ofta anses ligga till grund för att rätt förstärkning inte applicerats vid rätt tidpunkt. Ett annat säkerhetskriterium löser därför inte den bergmekaniska dimensionering. En fara med att övergå till partialkoefficienter är att värdet av själva beräkningen kan överskattas. Bergmekaniska dimensionering är en kombination av beräkning, erfarenhet och observationer. Det kan samtidigt konstateras att sannolikhetsbaserade metoder med fördel kan användas i andra sammanhang vid dimensionering. Exempel på detta är vid utvärdering av data från förundersökningar eller uppdatering av data med hjälp av Bayesiansk statistik.

Avsaknaden av normer för bergmekaniska beräkningar är ett problem och det är önskvärt att sådana kan arbetas fram. Svårigheterna beskrivna ovan medför att nya moment bör beaktas som ingående riskfaktorer vid dimensionering. Exempel på sådana är:

- Kontraktsform
- Omfattning på observationer efter byggande
- Kvalitetssystem
- Oberoende granskning av dimensionering
- Erfarenhet från liknande konstruktioner

Dimensionering av berganläggningar med hänvisning till Boverkets Konstruktions Regler (BKR 99) är inte lämpligt. Framförallt saknas möjligheten att använda observationer som ett dimensioneringsverktyg. Med hjälp av fortsatt arbete finns dock gott hopp om att bergmekanisk dimensionering skall kunna föreskrivas i norm.

Boverket. 1996. Boverkets konstruktionsregler, BKR 99.

Carvalho J. et al. 1992. Unwedge – Program for analysing the geometry and stability of underground wedges. User's guide version 2.3. Rock Engineering Group, University of Toronto.

CEN, 1999. European Committee for Standardization. Eurocode 7 Geotechnical Design. Preliminary Draft EN 1997-1.

Hoek E. & Brown E.T. 1980. Underground excavation in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Hoek E., Kaiser P.K. & Bawden W.F. 1998. Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema, Rotterdam.

Olsson L. 1986. Användning av β -metoden i geotekniken – illustrerad med spontberäkning. Doktorsavhandling, Institutionen för jord- och bergmekanik, KTH. Stockholm.

SUMMARY

The client has (according to the Swedish building code) the responsibility for the construction being in accordance with the building regulations. Design of underground caverns are not regulated by any regulations, although known traditions and unwritten rules are adopted by many designers. It is therefore unclear how the client should show that the design properties are fulfilled. The Swedish tradition bases the underground design on calculations, observations and past experience. Calculations are therefore only one part of the design and are probably considered of lesser value compared to other types of construction design. Nevertheless, these calculations are important and this leads to the problem of dealing with risks in design.

The design engineer requires three tools for the basis of his design. Firstly a model describing the load effect and the resistance. Secondary, a definition how to compare the load and resistance. Finally it must be clear how much greater the resistance must be compared to the load. For other types of constructions this criteria is based on the failure probability or equivalent probability based method. This criteria now rises the question as to whether the possibility of using these probability based methods for underground constructions can be adopted.

This work is mainly focused on hard, jointed rock and problems that occur at moderate stress levels. Thus block instability and arching are the treated mechanisms. Today, calculations are usually performed using a total safety factor and the uncertainty is unknown. The use of partial coefficients is wide spread and proven to work well for several kinds of constructions, but require adjustment for alternate types. The coefficients used earlier for geotechnical constructions should therefore not be used directly for underground constructions. For example, the total safety factor could be replaced with partial coefficients. An obvious backdraw with this is that one could assume that the calculations themselves will determine the design as for other types of constructions. This is not possible today because observations and experience must together with the calculation make the design.

There are limitations in the use of statistical methods for comparing load effect and resistance. Statistical methods could however be beneficial on other occasions in the design process. This consideration has not been investigated in this project but is recommended for further research. Fault tree analysis and bayesian statistics are examples of tools that could be very useful in the design process. The most common cause for failure in underground caverns has shown to be forgotten or unknown failure mechanism and it is therefore important to find a tool to deal with this. Risk analysis and control by an independent expert may have the same importance as the calculation itself.

LARMGRÄNSER – ETT REDSKAP FÖR DESIGN AV UNDERMARKSANLÄGGNINGAR

Alarm thresholds – to be used for the design of underground openings

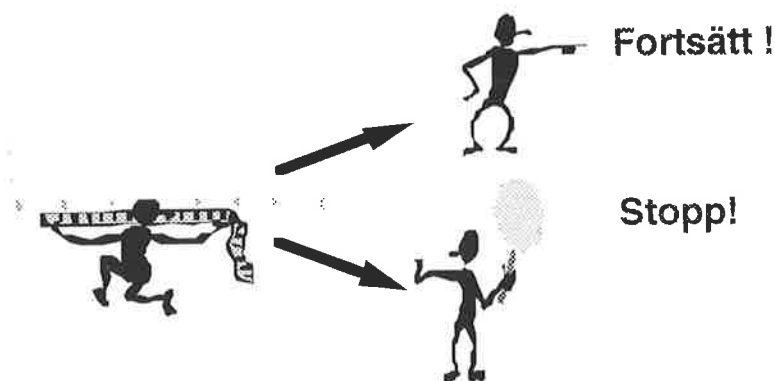
Lars Olsson, Centrum för säkerhetsforskning, KTH
Håkan Stille, Avd. för jord- och bergmekanik, KTH

Inledning

Användande av observationssystem med i förväg definierade larmgränser har fått en ökande användning inom jord- och bergmekaniken. Analys av några projekt där observationer med angivna larmgränser har använts pekar på att problem kan uppkomma om observationssystemet och larmgränserna väljs fel eller ej är relaterade till det verkliga problemet. För snävt satta larmgränser som hela tiden överskrids och därmed måste ändras förlorar snart i trovärdighet. Larmgränser som å andra sidan är för generösa är direkt farliga.

Syftet med detta föredrag är att ge några synpunkter på frågeställningen och diskutera principerna bakom larmgränser och metodik för hur de skall väljas.

Observationer under byggtiden är ett allmänt sätt att följa upp dimensioneringen av bergkonstruktioner. Ofta kallas detta observationsmetoden eller "aktiv design" men i det begreppet ingår att man skall ha förutbestämda åtgärder kopplade till vissa mätresultat (Bredenberg, Olsson & Stille 1981). Larmgränser kan därför ses som ett specialfall av aktiv design, där den förutbestämda åtgärden är att avbryta verksamheten och slå larm.



Figur 1. Observationssystemet i princip
Principles for an observation system with alarm thresholds

Vad är larmgräns?

I denna artikel har larmgräns följande betydelse:

Larmgränsen är ett i förväg bestämt värde på ett eller på en kombination av flera observationsresultat som om det överskrids utlöser förutbestämda åtgärder för att undvika skador.

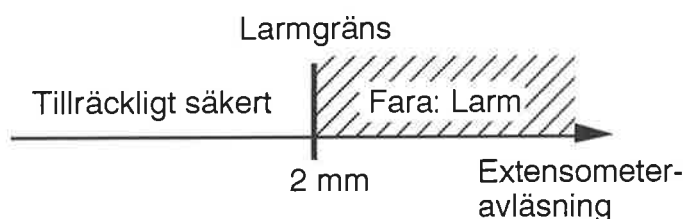
Exempel på larmgränser:

"Rörelsen hos extensometern 1 överskrider 2,0 mm"

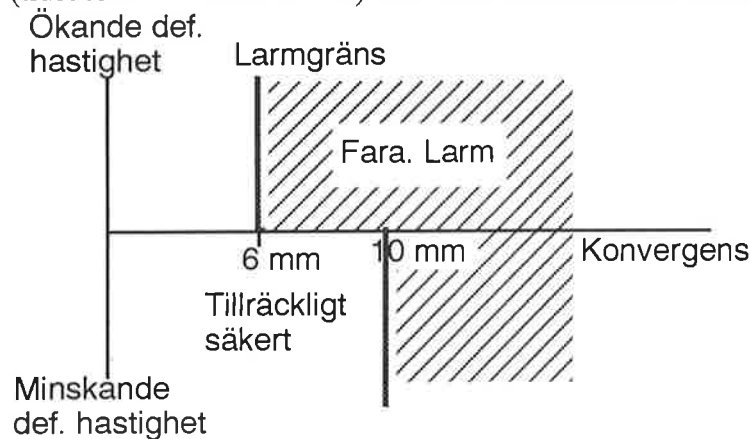
”Rörelsen i konvergensmätsträckan C överskrider 6 mm och rörelsehastigheten ökar (tidsderivatan är större än 0) **eller** rörelsen överskrider 10 mm”
 ”Nya sprickor uppkommer i sprutbetongen på väggen”

Larmgränsen behöver alltså inte vara ett mätt värde, men den måste vara kopplat till något som går att observera och den måste vara entydigt definierad. Den utgör en av oss satt gräns mellan vad vi anser säkert och vad vi anser vara farligt, se Figur 2 och vi har den som kriterium för vårt beslut att utlösa åtgärder. Denna gräns skiljer på två klasser hos bergkonstruktioner: säkra och otillfredsställande. Man kan alltså se valet av larmgräns som ett klassificeringsproblem och använda tankar och metoder därifrån, se till exempel Hand (1997)

”Rörelsen hos extensometern 1 överskrider 2,0 mm”



”Rörelsen i konvergensmätsträckan C överskrider 6 mm och rörelsehastigheten ökar (tidsderivatan är större än 0) eller rörelsen överskrider 10 mm”



Figur 2. Exempel på larmgränser
Examples of alarm thresholds

I denna artikel diskuteras principerna bakom larmgränser och en principiell metodik för hur de skall väljas.

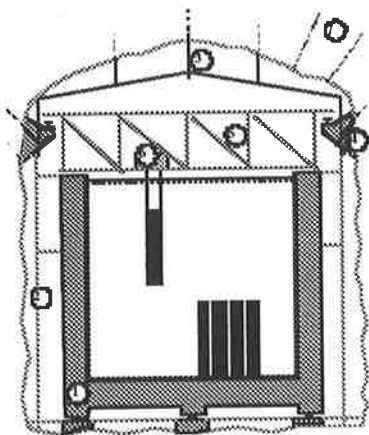
Eftersom man från SKB:s sida har tillämpat larmgränser vid byggandet av CLAB etapp 2 och har en del erfarenheter därifrån kommer CLAB etapp 2 att användas som exempel för att illustrera beskrivningen.

Det mätsystem med larmgränser som anordnas hade som syfte att skydda driften vid den befintliga anläggningen CLAB.

CLAB är ett mellanlager för använt kärnbränsle, där bränslet lagras i avvaktan på slutförvaring. Eftersom bränslet avger restvärme förvaras det i vattenfyllda bassänger som

kyls via värmeväxlare. I CLAB finns en traversburen hanteringsutrustning för att man skall kunna flytta bränsleelementen till och inom bassängen. För att man skall vara säker på att någon korrosion inte skall inträffa är bassängvattnet helt rent (jonbytt).

Säkerheten är rigorös, för att man skall vara säker på att inget radioaktivt utsläpp skall kunna ske är bergrummet inbyggt med plåttak och betongväggar. Ventilationen är styrd så att bassängrummet har undertryck och all frånluft passerar filter och detektorer.

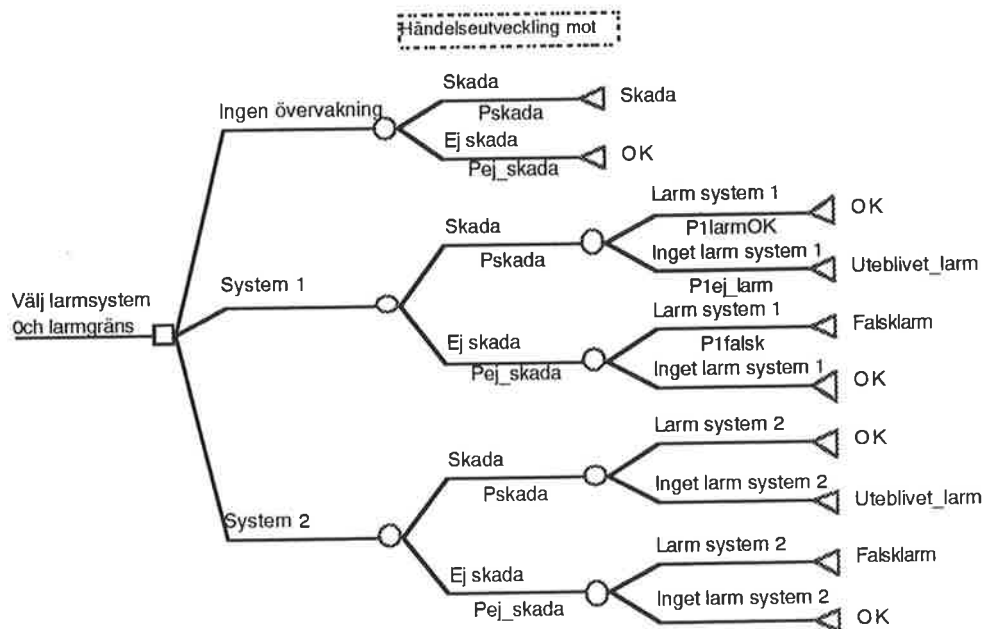


1. Förvaringsbassäng
2. Betongvägg
3. Innertak av plåt
4. Traversbalk, upphängd på bergväggen
- 5 och 6. Bränslehanteringsutrustning

Figur 3. Principsektion genom CLAB.
Section through CLAB

Problemställningen

Rent principiellt kan valet av observationssystem med tillhörande larmgräns beskrivas som ett beslutsträd, se Figur 4.



Figur 4. Beslutsträd för val av observationssystem och larmgränser
Decision tree for choosing observation system and alarm thresholds

I figuren illustreras några väsentliga egenskaper hos ett larmsystem, nämligen att det (med viss sannolikhet) kan förekomma både falska larm och uteblivna larm och att båda medför kostnader.

Ett på rent ekonomiska grunder baserat val av larmsystem styrs också av kostnaden för skadan och av sannolikheten för att den skall inträffa. (Se t.ex. Olsson & Stille 1980) Det innebär att en skada med små konsekvenser inte motiverar ett dyrt larmsystem även om det inte är osannolikt att den inträffar. Men det innebär också att även en mycket kostsam skada med tillräckligt låg sannolikhet (d.v.s .liten risk) inte heller gör det, i princip.

Detta problem, med händelser med låg sannolikhet och höga konsekvenser är vanligt inom bergbyggandet och måste hanteras speciellt, den vanliga beslutsprincipen att använda förväntad kostnad är inte lämplig, se till exempel Haines (1998).

I fallet CLAB, med de säkerhetsprinciper som gäller där: **"Det får bara inte hända!"** kan man inte använda förväntad kostnad. Eftersom inget larmsystem är fullkomligt återstår ändå frågan om hur stor sannolikhet man kan acceptera för uteblivet, korrekt larm. (Och i viss mån även för falsklarm, eftersom sådana kan leda till att man till slut inte reagerar på ett sant larm.) Detta är den känsliga frågan om riskvärdering och tillåten risk och behandlas inte här eftersom metodiken för val av observationssystem och larmgränser ändå kan beskrivas.

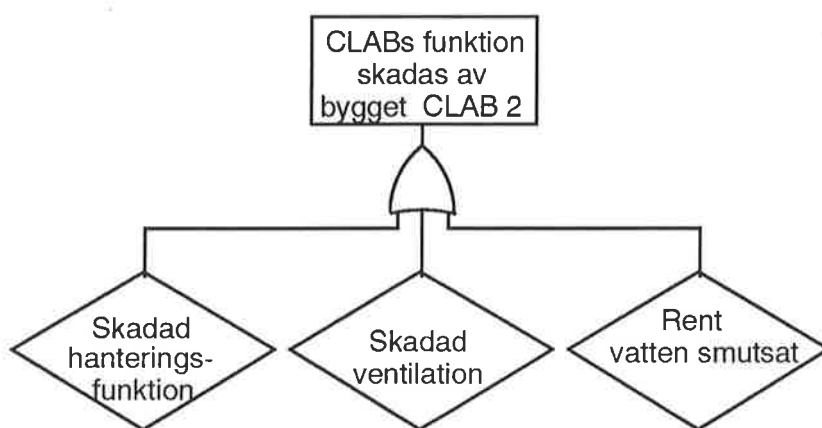
Principmetodik för att bestämma larmgränser

För att bestämma larmgränserna måste man gå systematiskt tillväga och hela tiden beakta de grundläggande kraven. Nedan ges ett förslag till arbetsgång:

- 1) Hitta de känsliga funktioner som skall skyddas
- 2) Bestäm skadegränser för funktionerna
- 3) Hitta skademekanismer som påverkar funktionerna
- 4) Hitta observerbara/mätbara indikatorer kopplade till skademekanismerna
- 5) Välj vad som skall observeras och mätpunkter och bestämma larmgränser
- 6) Observera, följ upp och uppdatera. Ändra vid behov.

Hitta de känsliga funktioner som skall skyddas

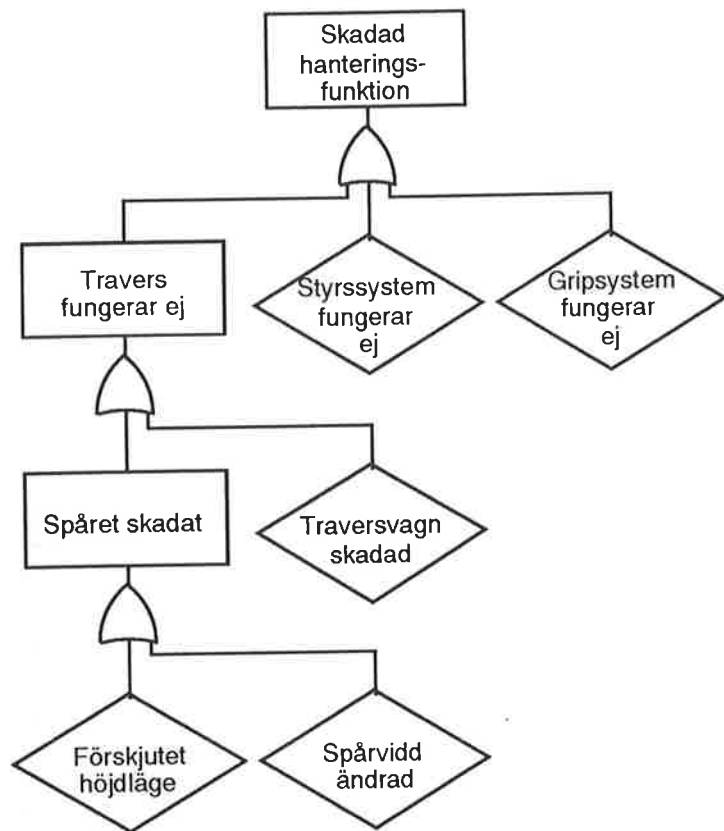
Avsikten med larmgränserna är ju att i tid avbryta arbeten som kan medföra en skada. För att hitta möjliga hot mot funktionen görs en riskanalys, till exempel med felträd. Ett förenklat exempel med anknytning till CLAB visas i Figur 5.



Figur 5. Felträd som visar hot mot funktionen hos CLAB.
Fault tree for the function of CLAB

Bestäm skadegränser för funktionerna

Det är viktigt i analysen att man definierar hur tåliga de respektive funktionerna är mot störningar och vad exakt det är som stör funktionen. Detta måste göras med ingenjörskunnande, riskanalyser kan vara ett hjälpmedel, se Figur 6. Viktigt är att man utgår från funktionen och inte från kommande påverkningar.



Figur 6. Felträd:Skadad hanteringsfunktion.
Fault tree for the waste handling function at CLAB

Genom ytterligare analys, diskussion med tillverkare osv kommer man fram till mått på den förskjutning av spåret där spåret ej längre fungerar, t. ex 4 mm sidoförskjutning eller 2 mm i höjdläde.

Hitta skademekanismer som påverkar funktionerna

Nästa steg är att hitta de (bergmekaniska) skademekanismer som kan påverka funktionerna i sådan grad att man närmar sig skadegränsen.

Utvärdering av de bergmekaniska skademekaniserna måste givetvis baseras på en helhetssyn och kunskap. I ovan diskuterade fall kan oönskade deformationer i konsolerna uppkomma genom följande skademekanismer

- bergrörelser på grund av uttag av CLAB2
- stagbrott på grund av dynamiska tilläggsbelastningar alstrade av sprängningsarbete
- konsolrörelser på grund av stötvågor som kastar ut konsolen alstrade av sprängningsarbetet.

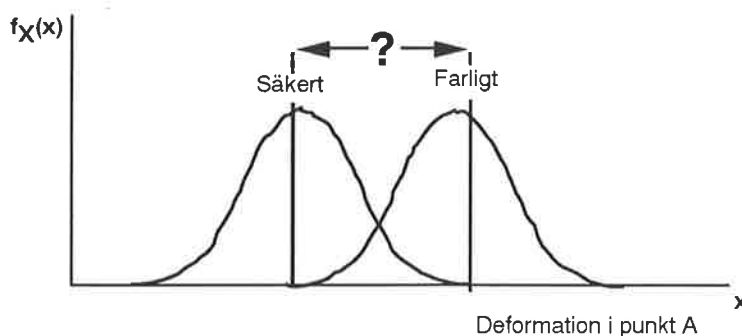
Hitta observerbara/mätbara indikatorer kopplade till skademekanismerna

Eftersom syftet med larmgränsen är att skador skall undvikas, måste larmet ges i tid, innan skadan har uppkommit. Vi vill därför göra en förutsägelse, en prediktion, om hur berget kommer att bete sig. För att vara effektiv måste modellen vara sådan att vi ur mätningar och andra observationer kan bestämma både om berget betar sig som förutsagt (dvs att vår modell har en god prediktionsförmåga) och om vi närmar oss en skadegräns. Dessa mätresultat kan vi kalla för indikatorer, eftersom de indikerar om vi närmar oss fara. En sådan indikator kan, som ovan sagts, bestå av ett enda värde eller vara sammansatt av en kombination av värden. Givetvis måste den också vara observerbar i alla sina komponenter. Detta gör att man kanske inte alltid kan välja den indikator som direkt skulle kunna visa på det bergmekaniska skeendet, helt enkelt därför att den inte går att observera i en lämplig punkt eller över huvud taget.

För det diskuterade fallet med traversbanan finns flera möjliga skademekanismer, vilka alla måste beaktas och övervakas. Lämpliga indikatorer kan var mätning av vertikal rörelser hos traversen, mätning av konsolernas horisontalrörelser med hjälp av konvergensmätning över CLAB1, mätning av stagkraften med hjälp av tryckceller eller mätning av vibrationerna i konsolerna.

Rörelsemätning sker ofta intermittent vilket innebär att både absolutvärdet och trenden måste analyseras för att kunna bedöma risken för skada vid kommande ny belastning dvs uttagssalva i CLAB2 och därmed vilken larmgräns som skall sättas. Detta för att deformationerna är en kumulativ process.

Mätningarna med tryckceller och vibrationsmätare sker ofta som en kontinuerlig övervakning. Belastningen från sprängningarna kan ses som enskilda belastningsfall även om de är många. Det gäller härvid att studera risken för överbelastning genom att dels studera resultatet från varje salva dels studera det statistiska utfallet för att bedöma risken för överbelastning vid kommande salvor. Detta påverkar hur larmgränsen skall väljas. Eftersom alla prediktioner när det gäller berg är kopplade till osäkerheter, kan man inte säga att det finns ett exakt värde som svarar mot farligt beteende, utan man måste ange ett spann uttryckt i sannolikhetstermer, se Figur 7. I figuren visas hur det finns två beteenden hos berget, där det ena motsvarar en säker indrift, medan det andra är farligt. Ett mätresultat som hamnar i det överlappande partiet i mitten kan därför inte med säkerhet skilja mellan säkert och farligt beteende hos berget. Det finns sålunda en viss osäkerhet, eller med andra ord en sannolikhet för felklassning vid givna larmgränser.



Figur 7. Osäkerhet i prediktioner
Uncertainty in the prediction

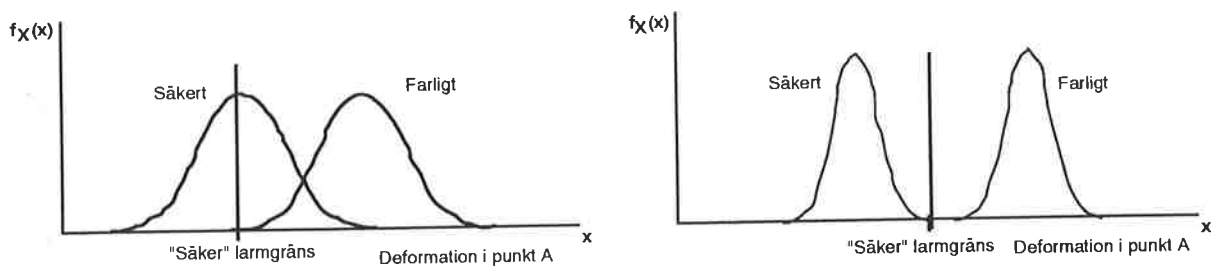
Välja vad som skall observeras och mätpunkter och bestämma larmgränsen

När man har hittat lämpliga, observerbara indikatorer skall man välja ut vilka av dessa som skall användas och inte minst vilken larmgräns som skall sättas.

Vid skademekanismer som är kopplat till vibrationer från en salva sker ett tydligt informationsflöde till byggaren för att kunna styra sitt arbete, dvs minska eller öka den samverkande laddningsmängd. Larmgränsen har i detta fall en entydig relation till skaderisken.

Vid skademekanismer som är kopplat till de kumulativa deformationerna vid uttaget av CLAB2 blir bilden svårare. Elastiska deformationer kan i princip ej undvikas utan om dessa blir för stora måste traversen kunna justeras. Vid deformationer som beror på plastiska deformationer i berget kan dessa till viss del påverkas genom insatt förstärkning. Därvid kommer övervakningen att även användas som ett mått på att förstärkningsinsatsen är rätt och rimlig och att bergkonstruktionen har en avsett säkerhetsnivå. I detta fall måste tolkningen och larmgränserna kunna skilja på vad som kan påverkas och vad som ej kan påverkas. Detta innebär att såväl trenden som absolutvärdet måste beaktas vid val av larmgräns.

Larmgränsen skall väljas med beaktande av kraven på urskiljningsförmåga, sannolikhet för falsklarm och uteblivet larm. Den är en beslutsgräns, och om vi inte lyckas hitta en lämplig indikator (med tillräcklig särskiljningsförmåga) måste vi hitta en bättre eller kompletterande indikator! Se Figur 8 där det visas hur en skarpare indikator leder till en högre tillåten "säker" larmgräns.



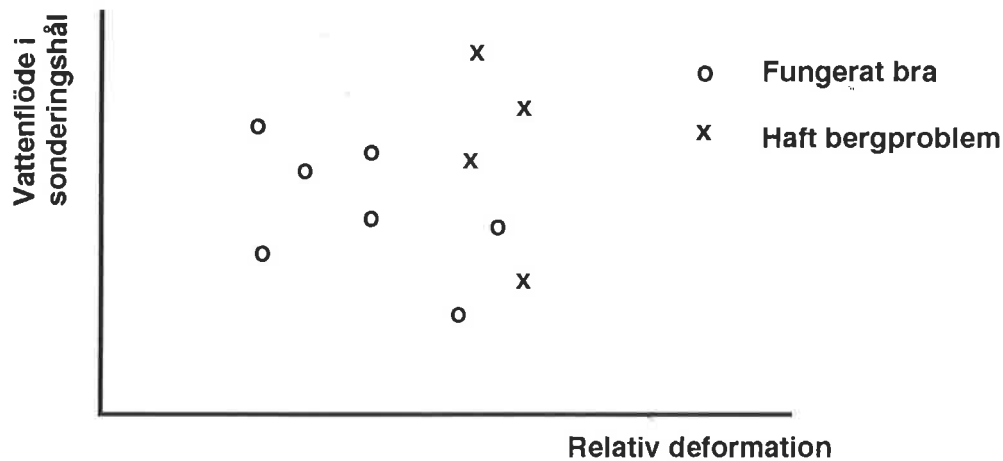
Figur 8. Larmgränsens beroende av indikatorernas särskiljningsförmåga. Principfigur.
The alarm threshold depends on the separation ability of the indicators.

Ett sätt att hitta indikatorer och larmgräns är genom direkt beräkning. Normalt behöver man då använda någon numerisk beräkningsmetod, till exempel FEM, när indikatorn är en deformation. Ett problem är då att man normalt får fram en förväntansmodell, det vill säga vad som med statistiska termer motsvarar medelvärdet. Att använda det som larmgräns leder i princip till att man överskrider larmgränsen i 50% av fallen! Man vill inte bara ha medelvärdet av rörelserna utan också en uppfattning om osäkerheten. Sättet att bestämma larmgränsen är ju genom en beslutsanalys, där man som en väsentlig del har sannolikheterna för uteblivna larm och för falsklarm, se Figur 4. Det finns olika möjligheter att beräkna dessa osäkerheter, t. ex. genom Monte Carlosimulering eller med punktskattningsmetoden (Rosenblueth, 1975, Sällfors 1990). Ett annat och troligen effektivare sätt kan vara att utnyttja så kallad stokastisk FEM, där man får både medelvärdet och standardavvikelsen för alla element, se Auvinet m fl. (1996) som också noterar att det är möjligt att implementera stokastisk FEM som ett tillägg till befintliga FEM-program, utan att dessa behöver modifieras.

För andra typer av indikatorer finns motsvarande beräkningsproblematik.

Det är dock ofta så att det är svårt att basera utformningen av larmsystem och larmgräns på beräkningar, man får i stället använda sig av erfarenhetsdata eller av expertkunskap. När det gäller "rena" erfarenhetsdata har man ofta inte tillräckligt mycket data för att kunna bestämma larmgränsen på en rent statistisk bas. Principen är då att man har en samling

observationsdata både från bergbyggen som fungerat som önskat och från sådana med problem, se Figur 9



Figur 9. Observerade data från olika byggen
Observed data from different sites

Ur dessa data kan man sedan med olika statistiska och andra metoder hitta effektiva indikatorer och kombinationer av indikatorer, se till exempel Hand (1997). Detta kan också göras om man har för varje fall observerat fler än två olika indikatorer. I flera fall är det dock så, att man saknar sådana datamängder att dessa metoder blir praktiskt tillämpbara, vid få data blir ju bestämningen osäker och man måste vara försiktig vid val av larmgräns.

Den väg som då stå öppen är att utnyttja den expertkunskap som man har och att uttrycka den på ett sätt som är användbart, det vill säga så att man får ett mått på osäkerheten. Detta görs med subjektiva metoder och med beaktande av de felkällor som kan finnas, se t.ex. Olsson (2000). Det sätt som troligen lämpar sig bäst är att beskriva hur sannolikt det är att observera ett visst förhållande dels om förhållandena är säkra, dels om det föreligger fara. Bedömningen kan anges i form av en matris, se Figur 10.

Indikatorn visar	Verkligt läge	
	Fara	Ej fara
Fara	0,4	0,7
Ej fara	0,6	0,3

Figur 10. Matris som visar tillförlitlighet hos indikator
Matrix of reliability

I de fall då man har en kontinuerlig variabel som man observerar, till exempel en extensometer, kan man använda samma metodik, fast upprepat för olika mätvärden.

Sannolikheten för skada, och därur larmgränsen kan sedan beräknas genom att man utnyttjar Bayes' teorem i någon lämplig form. Detta är ett känt problem inom medicinen

(diagnoser baserade på tester) och man kan använda metodik därifrån, till exempel genom så kallad "odds ratio" som också föreslagits vid dammsäkerhetstillämpningar, Baecher (1981)

En metod som kan användas för att välja mellan indikatorer är den så kallade AHP-metoden (Analytic Hierarchy Process). I den jämför man de olika indikatorerna parvis och får efter beräkningar fram en rankinglista.

Observera, följ upp och uppdatera. Ändra vid behov.

När väl larmsystemet är i drift och man börjar få observationsresultat, skall dessa utnyttjas även till att kontrollera vald larmgräns etc.

Normalt är de antaganden man gjort ganska osäkra och därför bör man inte se larmsystemet som något statiskt och oföränderligt. När man får in data, som ju är platsspecifika, måste man uppdatera det. Även till detta använder man Bayes' teorem. Det kan till och med vara så att man skall göra radikala ändringar i systemet om det inte fungerar bra. Indelning i en klass som utgår från osäkerheten hos indikatorn kan underlätta möjligheten att vid behov ändra under pågående arbete.

Hur kan larmsystemet användas för design?

Utan förståelse för de bakomliggande skademekanismerna och designsituationen skall inte larmgränser användas. De kan då ge större skada än nytta eftersom de kan ge en falsk trygghet eller onödiga lösningar mellan parterna.

Rätt använt kan de i stället ge möjlighet till billigare konstruktioner och utförande eftersom den faktiska risknivån minskar dels genom att sannolikheten för brott minskar dels genom att konsekvensen kan reduceras eftersom en tidig varning erhålles.

Referenser

- Auvinet, G., Bouayed, A., Orlandi, S. & López, A., 1996. Stochastic finite element method in geomechanics. I *Shackelford, Nelson & Roth (red.): Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice*. ASCE.
- Baecher, G. 1981 Risk screening for civil facilities. MIT CR R-81-7
- Bredenberg, H., Olsson, L. & Stille, H., 1981. Övervakning av grundläggningsarbeten i tätort. STU information nr 253-1981
- Hand, D., 1997. Construction and assessment of classification rules. John Wiley & Sons, Inc.
- Haimes, Y., 1998. Risk modelling, assessment, and management. John Wiley & Sons, Inc.
- Olsson, L., 2000. Att bestämma subjektiva sannolikheter. SGI Varia 488.
- Rosenblueth, E., 1975. Point estimates for probability moments. Proc. Nat. Acad. Sci. USA. Vol 72, No 10.
- Sällfors, G., 1990. Punktskattningsmetoden. En statistisk metod användbar på geotekniska problem. Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH. Medd. nr 89.

Summary:

The use of observation system with clearly defined alarm thresholds has got a growing use in rock engineering. However, to avoid failed alarms or false alarms the design of the system and the choice of alarm thresholds must be done in a well-considered order.

In this paper such an order is described, with the following steps:

1. Find those sensitive functions that shall be protected
2. Define their damage thresholds (their vulnerability)
3. Find those mechanisms that can cause damage
4. Find observable indicators related to the damaging mechanisms
5. Chose an observation system and define the alarm thresholds
6. Observe, follow up observations and if needed make changes.

It is pointed out that the choice of alarm thresholds is really a decision problem where the decision is influenced by costs for failed and false alarms and their probability.

Therefore one should concentrate on such damage indicators that have a high discerning ability and a high probability of detection.

The choice of the indicators can be based on statistics from previous constructions, but will often be chosen subjectively, using a Bayesian approach. They can for instance be shown in a matrix format.

It is stressed, that without a thorough understanding of the design situation and the underlying damage causes, an observation system and alarm thresholds should not be used. It can give a false sense of security and do more harm than good. On the other hand, if correctly used, it can give a cheaper design and construction because the real risk level is lowered and the threat of grave consequences smaller because one will have an early warning.

STATIC AND DYNAMIC LABORATORY TESTS FOR ROCK CHARACTERIZATION

Statiska och dynamiska laboratoriemetoder för karakterisering av bergmaterial

Bahman Bohloli¹, Johan Claesson², Göran Svedbjörk³

¹Geology, Chalmers, ²Building physics, Chalmers, ³Sycon Teknikconsult AB

1 INTRODUCTION

Predicting behavior of rock and rock masses is of essential importance in designing and constructing in and on rock, although it is still far from a complete solution. The difficulty of predicting the behavior of rock depends on many factors, e.g. the limited knowledge about the response of rock to different loading rates and too much simplifications of laboratory testing methods.

This paper is dealing with the improvement of the laboratory tests for determining the tensile strength of rock specimens. The first limitation of laboratory methods is the size of specimen. The second one is the conditions under which tests are carried out. Furthermore, evaluation of the test results is usually based on many simplifications, which may lead to considerable errors in particular cases.

The tensile strength of rock is an important parameter in determining the behavior of rock and rock masses in crushing and blasting. It is usually determined by using the Brazilian test in static state and Hopkinson Pressure Bar in dynamic state. In calculating the tensile strength from the Brazilian test, material is assumed to be isotropic. Many rock types, including metamorphic and sedimentary, are anisotropic and therefore using an equation which does not account for anisotropy can result in significant errors. In a conventional Hopkinson Pressure Bar the specimen is subjected to compression between two bars and fails, mainly, in tension. Although this test simulates loading conditions similar to the reality in many full-scale activities, it does not give a pure tensile failure.

In this work an analytical solution is given for calculating the tensile strength of anisotropic rocks from the Brazilian test. The tensile stress at the center of a disc subjected to the Brazilian test is also presented in the form of charts. The tensile strength of material can be calculated by having the tensile stress and the scale factors. Furthermore, a modified Hopkinson Pressure Bar is presented for determining the axial dynamic tensile strength of rock and rock like materials.

2 STATIC TENSILE STRENGTH OF ROCKS

2.1 Theory

The Brazilian test is normally used for determining the tensile strength of rocks in laboratory. In this test a thin disc of material is subjected to diametral strip load at the disc periphery (Fig. 1).

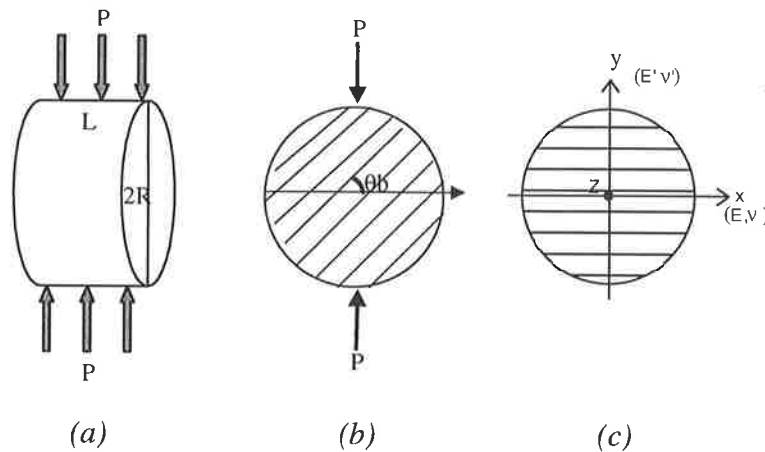


Figure 1. The Brazilian testing conditions (a), application of load in the plane of the disc and definition of material parameters in different directions (c).

The tensile strength of material, σ_t , is calculated as (ISRM, 1978)

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} = \frac{P}{\pi RL} \quad (1)$$

where P is the applied load, D is diameter, R is radius and t is the thickness of the disc. In this paper equation 1 is referred to as isotropic equation.

The coefficient 2 in equation (1) is the expression of the tensile stress perpendicular to the loading direction at the center of the disc at the time of failure (Chen et al, 1998). This coefficient varies with rock anisotropic properties and is not 2 for anisotropic rocks. Therefore, an analytical solution was introduced to determine the stresses at the center of an anisotropic core when it is subjects to the Brazilian test. Details of the mathematical solution can be found in Claesson (2000) and also in Claesson and Bohlooli (2001). The tensile stress at the center of the disc was calculated analytically and is shown as charts in Fig. 2. For reading the charts, one should have the material constants, E , E' , ν' , and G' . E is the modulus of elasticity measured in a direction parallel to plane of foliation (or plane of discontinuity), and E' is the modulus of elasticity in a direction normal to it, ν' is the Poisson's ratio in the direction normal to

foliation and G' is the shear modulus. For calculating the tensile strength of anisotropic rocks, the following equation is proposed

$$\sigma_t = \sigma_{pt0} \cdot \frac{P}{\pi RL} \quad (2)$$

where σ_{pt0} is the tensile stress at the center of the disc at the time of failure and $P/(\pi RL)$ is scale factor. The tensile stress, σ_{pt0} can be obtained from the charts presented in Fig. 2.

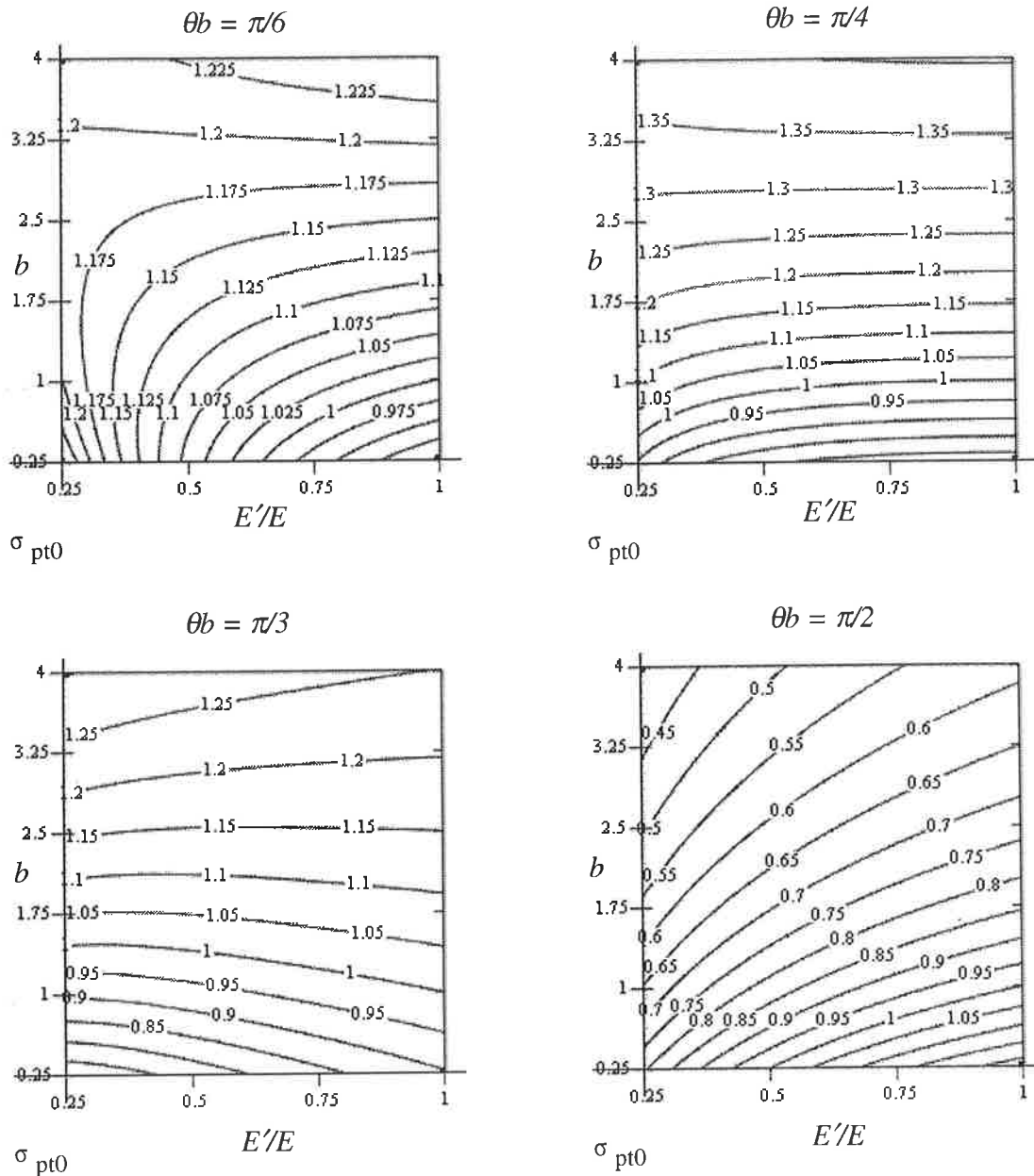


Figure 2. Charts for the tensile stress at the center of a disc subjected to two normal point loads (Brazilian testing conditions) as function of E'/E , b and the angle between plane of discontinuity and loading direction. The isotropic case corresponds to $P/(\pi RL)=1$.

The tensile strength of material can be calculated using Eq. (2). The charts are given for a few angles here and complete charts including more details can be found in Claesson and Bohloli (2001). In addition to giving charts for the tensile stress at the center, an equation for tensile stress was also presented based on approximation with the analytical curves.

$$\sigma_{pt0}(0,0) \cong \frac{P}{\pi RL} \cdot \left[\left(\sqrt[4]{E/E'} \right)^{\cos(2\theta_b)} - \frac{\cos(4\theta_b)}{4} (b-1) \right], \quad b = \frac{\sqrt{EE'}}{2} \cdot \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'} \right) \quad (3)$$

This equation is locally exact and gives an error below 1 %.

2.2 Experimental study

A total of 19 gneiss specimens were tested with the indirect tensile test. The failure load, P , was registered and the tensile strength was calculated using both the analytical solution and the equation assuming isotropy, Eq. (1). To calculate the tensile strength of gneiss we need scale factor and material parameters E , E' , ν' and G' . The scale factor is $P/(\pi RL)$.

The modulus of elasticity was determined using the ultrasonic technique and the relationship between P-wave velocity and modulus of elasticity (Kim and McCarter, 1998) as

$$E \approx \rho(V_p)^2 \quad (4)$$

Here, ρ is the density and V_p the P-wave velocity of the specimen. The density of the gneiss was 2.65 g/cm^3 . Poisson's ratio of gneiss in the direction perpendicular to foliation, ν' , was 0.28 (Högström, 1994). A total of 10 gneiss specimens were tested with the ultrasonic method to calculate the dynamic modulus of elasticity of which 6 specimens were parallel and 4 perpendicular to foliation. The shear modulus of the gneiss was calculated from the isotropic equation since no measured data was available:

$$G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (5)$$

It should be noted that a static method, like the Brazilian or the uniaxial compressive strength test, should preferably be used to determine the modulus of elasticity. The ultrasonic method was used here, due to the time limit, since the method is quick and relatively easy to conduct. Although the dynamic modulus is approximately 30 % higher than the static one, the ratio of modulus in two directions, E'/E , obtained by both methods is expected to be close together.

The measured data and calculated tensile strength of gneiss based on the analytical solution, proposed formula and isotropic equation is presented in Table 1 and Fig. 3. The tensile strength data from analytical solution and isotropic assumption showed a difference of about 10 %.

Table 1. The measured failure loads and calculated tensile strength according to the analytical solution, proposed formula and the isotropic equation.

No.	Length (mm)	P (N)	σ_t , Formula (MPa)	σ_t , Analytical solution (MPa)	σ_t , Isotropic equation (MPa)
x2	20	16652	11.481	11.477	12.6
x3	21.5	12875	8.257	8.254	9.1
x4	21	16583	10.889	10.886	12.0
x5	21	18319	12.029	12.024	13.2
x6	20.5	14958	10.061	10.059	11.0
x7	21.5	16513	10.591	10.588	11.6
x8	21.5	18305	11.740	11.736	12.9
x9	21.5	20805	13.343	13.340	14.7
x10	22	14250	8.931	8.928	9.8
x11	21.5	16291	10.448	10.445	11.5
x12	22	18749	11.752	11.747	12.9
x13	21	19777	12.986	12.983	14.3
x14	22	20236	12.683	12.679	13.9
x15	21.5	20055	12.862	12.858	14.1
x17	20	17638	12.161	12.157	13.4
x19	22.5	19152	11.737	11.734	12.9
x20	20.5	17847	12.004	12.001	13.2
x21	22.5	14166	8.682	8.642	9.5
x23	21.5	15041	9.647	9.644	10.6
Mean			11.173	11.167	12.3
Difference				0 %	10 %

The measured values of the shear modulus of some rocks (sandstones tested by Chen 1996) was about 5-20 % different from the values obtained from Eq. (5). Thus, the shear value in the above example was changed by 15 % that resulted in a difference of 17 % between the analytical the isotropic solution (Fig. 3).

As a general, it was observed that for $\theta_b = \pi/2 - \alpha$ when (1) $\alpha = 0$ till $\pi/6$ then the real tensile strength (obtained from analytical solution) was lower than that of isotropic equation and (2) when $\alpha = \pi/6$ till $\pi/2$ then the real strength was higher than that from isotropic equation. For the special case where loading direction was perpendicular to foliation ($\theta_b = 0$) the error was about 4 %.

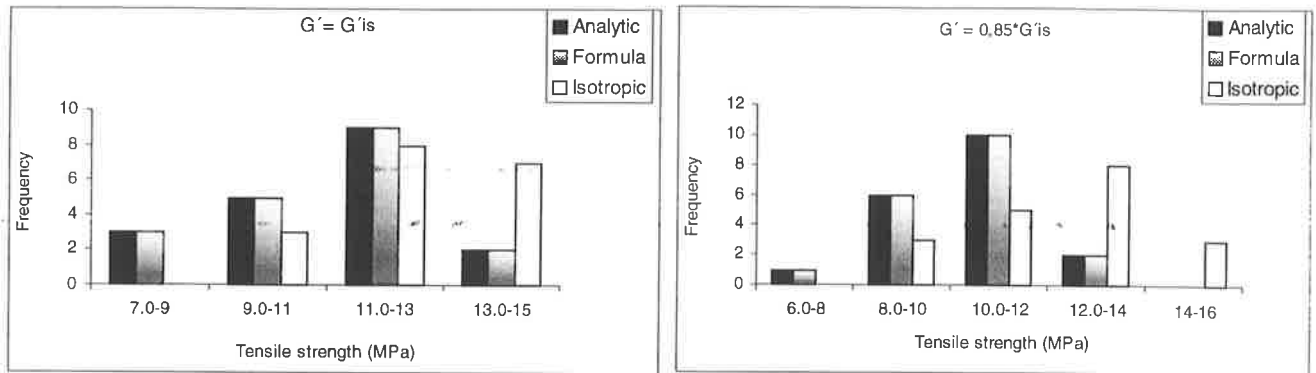


Figure 3. Comparison between tensile strength of gneiss calculated by the analytical solution, the approximate formula and the isotropic solution, (1). In the left-hand figure, the isotropic shear modulus is used, (Eq. 5). In the right-hand figure, it is 15 % lower.

3 DYNAMIC TENSILE STRENGTH OF ROCKS

Bertram Hopkinson (1914) presented a method of measuring the pressure produced in the detonation of high explosives or by the impact of the bullets. The experimental set-up with two long bars and a specimen between them was first introduced by Kolsky (1949). The technique has become a popular experimental method to study behavior of material at high strain rates that simulates rock blasting, rock crushing, etc. (Lundberg 1976, McCarter and Kim 1993, Scott 1996, Zhao et. al. 1997). A typical Hopkinson Pressure Bar (HPB) is composed of a long bar, called Hopkinson bar, with a specimen attached at one end and a short impact bar (Fig. 4). The impact bar is released against the Hopkinson bar either by means of a spring installed at the opposite end of the bar or by means of explosives. The gauges at the impact and Hopkinson bars register the strain waves and the velocity of impact bar is registered optically so the breakage energy can be calculated through having the incident, transmitted and reflected energies.

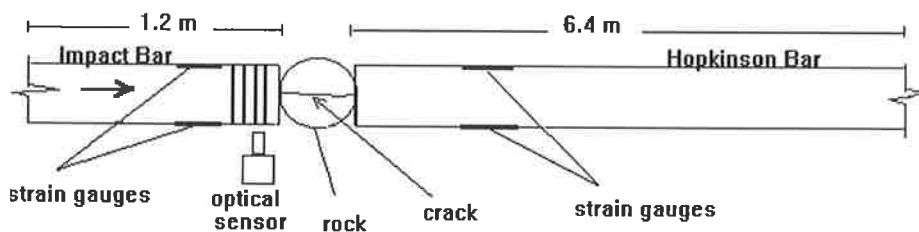


Figure 4. Set-up of a conventional Hopkinson Pressure Bar (after Scott, 1996).

Rock specimen is diametrically subjected to a compressional load that results in tensile failure of the specimen. In addition to the tensile, shear failure occurs at the impact points. Therefore, the total energy absorbed by the specimen is used to generate both the tensile and shear failure. Avoiding shear failure of rock, a modified Hopkinson Pressure Bar is introduced here to determine the axial dynamic tensile strength of rock and rock like materials.

4.1 Fundamental idea

The Hopkinson Pressure Bar is normally used for dynamic compression of a specimen placed between the Impact and the Hopkinson Bar (Fig. 4). Dynamic tensile strength may then be determined as a function of the applied pressure pulse at the end of the Impact bar. The failure mode is often characterized by a crack along the direction of the imparted impulse due to tensile splitting across the specimen. The incoming and transmitted waves through the bars are directed at right angle to the splitting force of the specimen and therefore the determination of the splitting force must be due to some indirect evaluation method based on calculations.

If the specimen is placed at the end of the Hopkinson Pressure Bar there will be a possibility to induce tensile waves in direction parallel to the incoming waves and hence the tensile strength may be determined directly based on the measured strain.

Basically the imparted wavelength must be considerably greater than the length of the specimen. This is easily accomplished by using an Impact bar much longer than the specimen, provided that the cross sectional diameter is considerably smaller than the length of the specimen. The fundamental idea is based on the assumption that rectangular waves are formed as the result of the impacting bars.

When the first incoming wave arrives at the interface between the specimen and the Hopkinson bar it is separated into one reflected wave back into the bar and one transmitted compressional wave through the rock specimen. This transmitted wave is reflected back as a tensile wave, which is interacting with the still incoming long transmitted wave, causing 'zero-stress' along the specimen. As far as the reflected tensile wave is reflected again at the interface, now as a reflected tensile wave back into the rock specimen, the stress pattern will be purely tensile and when the tensile stress exceeds the tensile strength, the rock specimen will spall off and fly away horizontally.

It is easy to measure the strain of the HPB in order to calculate the tensile strain of the specimen and hence the tensile stress before spalling takes place is well defined. After spalling has occurred, the flying velocity can be measured as another quantity to justify the calculated tensile failure stress.

4.2 Instrumental set-up

The modified Hopkinson Pressure Bar (MHPB) consists of two bars, an Impact bar and a Hopkinson bar (Fig. 5). The impact bar is 1 meter long and 25 mm in diameter and an adjustable spring has been mounted at one end of it. The Hopkinson bar is also 1 meter long and has the same diameter as the impact bar. It is hanging up by means of four chains. A cylindrical rock specimen is axially glued at one end of the Hopkinson bar. The diameter of the specimen is chosen the same as that of the bar, 25 mm to avoid difference in the impedance. The strain of the Impact and the Hopkinson bar is

measured by strain gauges mounted at the bars. Optical sensors measure velocity of the bars.

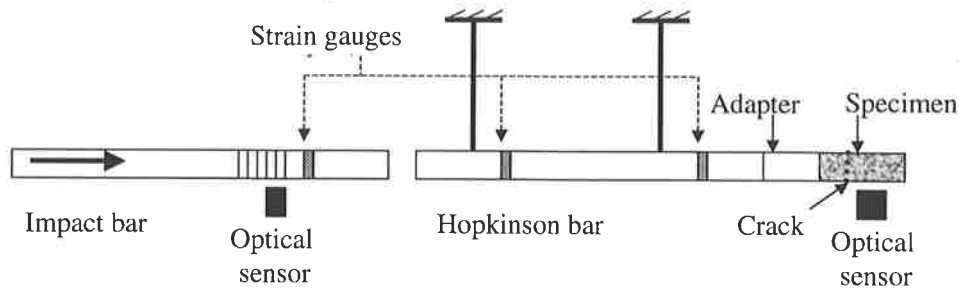


Figure 5. Schematic set-up of the modified Hopkinson Pressure Bar.

4.3 Velocity of the Hopkinson bar

Releasing a loaded spring can horizontally accelerate the Impact bar that collides with the Hopkinson bar. A compressional wave is generated and travels through the Hopkinson bar and the specimen. The velocity of the bars after collision can be calculated:

$$v1 = V \cdot (m1 - m2) / (m1 + m2) \quad (6)$$

$$v2 = V \cdot 2m1 / (m1 + m2) \quad (7)$$

where

- $m1$ is mass of the Impact bar
- $m2$ mass of the Hopkinson bar
- $v1$ velocity of the Impact bar after collision
- $v2$ velocity of the Hopkinson bar after collision
- V velocity of the Impact bar before collision

In the special case when the mass of Impact bar and Hopkinson bar is equal:

$$v1 = 0 \text{ and } v2 = V$$

that means Hopkinson bar is accelerated with the same velocity as the Impact bar and the Impact bar stops. In our case $m2$ is bigger than $m1$ that means $v1$ becomes negative and Impact bar moves back.

4.4 Compressional wave through the specimen

When a compressional wave with stress σ reaches the contact between the bar and specimen, energy is partly reflected to the bar and partly transmitted to the specimen. Transmission factor, r_{bs} , also called impedance ratio, can be determined as:

$$r_{bs} = (\rho_2 c_2) / (\rho_1 c_1) \quad (8)$$

where c_1 is the sound velocity of the Impact bar

ρ_1 density of the Impact bar
 c_1 sound velocity of the Hopkinson bar
 ρ_2 density of the Hopkinson bar

The impedance ratio in the inverse direction, i. e. from the specimen to the bar, is equal to the inverse of r_{bs} :

$$r_{sb} = (\rho_1 c_1) / (\rho_2 c_2) \quad (9)$$

The transmitted wave can be determined as follows

$$f_{tr} = \sigma \cdot 2r_{bs} / (r_{bs} + 1) \quad (10)$$

where σ is the contact stress between the two bars during collision:

$$\sigma = 0.5 \rho_1 c_1 V \quad (11)$$

The tensile strength of the specimen, σ_t , is calculated as:

$$\sigma_t = f_t \times (r_{sb} - 1) / (r_{sb} + 1) \quad (12)$$

The input data required for solving Eq. (12) include density of the bar and of the specimen, P-wave velocity in the bar and specimen, and the velocity of the impact bar, V .

5 EXPERIMENTAL STUDY

5.1 Sample preparation

Two types of rocks were cored with a diameter of 25 mm. The cores were then cut into 25-cm long specimens. One end of the specimens was polished and was glued to the end of the adapter, made of the same material and same diameter as the Hopkinson bar, with two-component epoxy glue. The glued specimens were left in room conditions for a week to be dried and hardened. Prior to gluing, sound velocity in the specimen, with ultrasonic method, and its density were measured to calculate the impedance ratio. The specimen plus adapter was weighed to obtain the mass and calculate velocity of the Hopkinson bar after collision. Then the adapter, and specimen, was screwed to the end of the Hopkinson bar and was ready for testing.

5.2 Testing procedure

The measured data include the velocity of impact bar, velocity of failed specimen and strain of the Impact and Hopkinson bar. This is done in the computer program Labview. The impact bar is loaded by a spring. The program is run and a spring is released. The

impact bar collides with the Hopkinson bar and if the stress is high enough the specimen fails. The input signals, velocity of the bar and specimen and the strains, are monitored and measured and the tensile strength of the specimen can be calculated using equation (10).

5.3 Analysis of the results

Two types of rocks, granodiorite and gneiss were tested. Measured and calculated data is presented in Figure 6. The mean value of tensile strength was between 12 and 14 MPa which is approximately 8 % of the uniaxial compressive strength of the rocks (180 MPa), slightly lower than the static tensile strength obtained from the Brazilian test (Fig. 6).

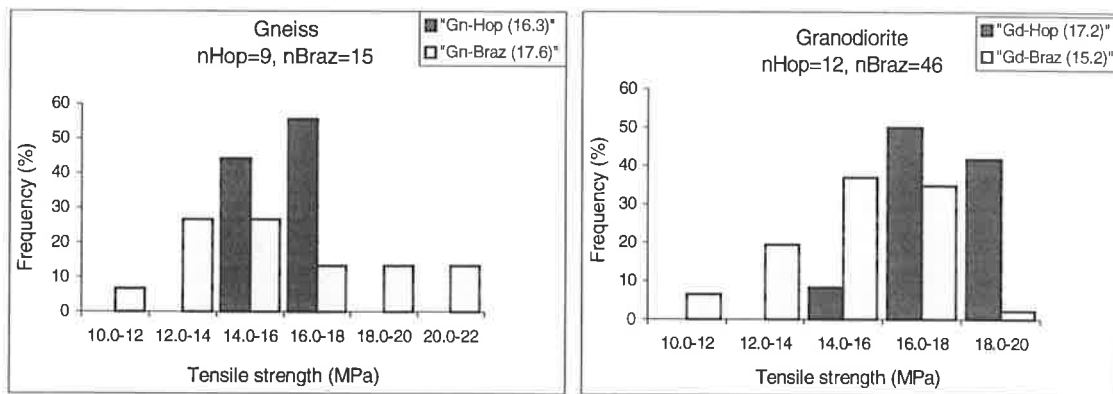


Figure 6. The difference between tensile strength of gneiss and granite obtained by different methods. "Gn-Hop" refers to the modified Hopkinson Pressure Bar, "Gn-Braz" Brazilian test. In the figures "nHop" is the number of specimens tested with Hopkinson bar and "nBraz" the number of specimens tested with the Brazilian test.

It seems that this method gives reasonable results and prepares conditions for pure tensile failure of material while the conventional Hopkinson bar method and also Brazilian test subject the specimen to compressional condition, resulting in tensile failure. Those methods are very dependent on the stiffness of the testing machine and it practically leads to shear failure in association with tensile. Another advantage of this method is that the volume of the test specimen is considerably greater than that in the two other tests. The third advantage is that the tensile stress finds and crack the specimen along the weakest plane, while in the Hopkinson bar and the Brazilian test methods the plane of failure is chosen by the location of applied load and failure have to occur along that plane. In addition the tensile strength of material can be determined with an accuracy of 0.2 MPa. The axial tensile strength was considerably lower than that determined by conventional Hopkinson bar method which is about two times the static strength from Brazilian test (Bohloli 1997, Kim 1993).

Brazilian test of rock cores is a suitable method for determining the tensile strength of anisotropic rocks provided that anisotropy is taken into account in the analysis of the test results. Tensile strength of anisotropic, particularly transversely isotropic, rocks was determined with an analytical solution. Four material parameters, E , E' , ν' , and G' , are required to calculate the tensile stress at the center of anisotropic discs subjected to opposing point or strip loads (Brazilian test). The result of the solution was plotted in the form of charts, as a function of two parameters. The charts can be used for obtaining the principal tensile stress at the center of the disc. Furthermore, a formula (Eq. 3) was proposed for calculating the tensile stress at the center of the disc.

Gneiss specimens were tested with the Brazilian test and were analyzed using the analytical solution, the proposed formula and the solution for isotropic material. The tensile strength obtained using the analytical solution was the same as for the formula although it was 10 % lower than the values obtained using the isotropic solution. The difference, of course, is affected by the degree of anisotropy; this could be as high as 20 %. Hence, significant errors in analyzing the Brazilian test results for anisotropic material can be avoided by using the analytical solution.

The modified Hopkinson Pressure Bar seems to be a good instrument in testing the rock cores under dynamic tension. It has several advantages over the conventional Hopkinson bar (i) the failure occur only in tension, (ii) the failure occurs along the weakest plane which is selected by the stress itself, (iii) the test specimen volume is much greater, and it provides the axial tensile failure. The axial dynamic tensile strength of granodiorite and gneiss determined by modified Hopkinson Pressure Bar was lower or equal to the static tensile strength of rocks obtained from Brazilian test (about 1/10 of the uniaxial compressive strength).

Hållfasthetsegenskaper hos olika bergarter är av stor betydelse när man vill bygga i och på berg, spränga bergmassor eller krossa makadam för ballastproduktion. De vanligaste metoderna för att bestämma bergarters hållfasthet är statiska och dynamiska laborietester. Vår prognos av bergarters beteende under olika belastningsförhållanden är idag långt ifrån exakt vilket i sin tur kan bero på brister i laborietester och felbedömning av laborieresultat. I denna artikel visas en ny metod (modifierad Hopkinson pressure bar) för bestämning av den dynamiska draghållfastheten hos olika bergarter och en analytisk lösning för beräkning av draghållfastheten hos anisotropa bergarter utgående från Braziliantestet presenteras.

Den modifierade "Hopkinson pressure bar" ger en *strain rate* i storleksordning 10-15 (s^{-1}). Den dynamiska draghållfastheten framtagen med denna metod är ungefär i samma storleksordning som den statiska draghållfastheten. Den analytiska lösningen av

spänningsfältet hos en borrkärna i Braziliantestet kan användas för beräkning av draghållfastheten hos en anisotrop bergart. Analysen visade att man erhåller ett fel på ca. 20 % när man beräknar hållfastheten hos anisotropa bergarter med den konventionella isotropa ekvationen.

REFERENCES

- Amadei, B., Rogers, J.D., Goodman, R.E., 1983. Elastic constants and tensile strength of the anisotropic rocks. Proc. 5th Cong. Int. Soc. Rock Mech., Melbourne, Balkema, Rotterdam, 189-196.
- Bohlooli, B., 1997. Effect of the geological parameters on rock blasting using the Hopkinson split bar. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 34:3-4, P. 630.
- Chen, C.S., 1996. Characterization of deformability, strength, and fracturing of anisotropic rocks using Brazilian tests. Ph.D. thesis, Dep. of Civil. Env. and Arch. Eng., University of Colorado, Colorado, USA.
- Chen, C.S., Pan, E. and Amadei. B., 1998. Determination of deformability and tensile strength of anisotropic rock using Brazilian tests. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.; 35(1): 43-61.
- Claesson, J., 2000. Brazilian test. An analytical solution for a transversely isotropic disc. Report, Dep. of Building Physics, Chalmers University of Technology, Sweden.
- Claesson, J., Bohlooli, B., 2001. Stress field and tensile strength of anisotropic rocks in the Brazilian test using an analytical solution. Submitted for publication to the Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.
- Hopkinson B., 1914. A method of measuring the pressure produced in the detonation of high explosives or by the impact of the bullets, *Phil. Trans. Roy. Soc. A* 213, pp. 437-452.
- Högström, K., 1994. A study of strength parameters for aggregates from South-Western Swedish rocks. Licentiate thesis, Department of Geology, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
- ISRM, International Society for Rock Mechanics, 1978. Commission on standardization of laboratory and field tests, Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 99-103.
- Kim D.S., McCarter M.K., 1998. Quantitative assessment of extrinsic damage in rock materials. Rock Mech. Rock Engng. Vol. 31 (1), pp. 43-62.

Kolsky, H., 1949. An investigation of the mechanical properties of materials at very high rates of loading, Proc. Phys. Soc. B 62, pp. 676- 700.

Lundberg, B., 1976. A split Hopkinson Bar study of energy absorption in dynamic rock fragmentation, Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 17, 187-197.

McCarter, M.K., Kim D. S., 1993. Influence of shock damage on subsequent comminution of rock, proceedings of the third international symposium on rock fragmentation by blasting, Rossmanith (edit.), pp. 63-70.

Scott, A. 1996. Blastability and blast design. Proceedings of the fifth international symposium on rock fragmentation by blasting-Fragblast-5, 27-36.

Zhao, H., Gary, G., Klepaczko R., 1997. On the use of viscoelastic Split Hopkinson Pressure Bar. Int. J. Impact Engng. Vol. 19, No. 4, pp. 319-330.

GEOMETRICAL AND MECHANICAL CHARACTERISATION OF ROCK FRACTURES

Geometrisk och mekanisk karakterisering av bergsprickor

Flavio Lanaro & Ove Stephansson

flavio@aom.kth.se, ove@aom.kth.se

Teknisk geologi, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

1. INTRODUCTION

The choice of geological sites suitable for safe deposit of spent nuclear fuel addresses the question of proper characterisation of the rock mass. A methodology for collecting samples, analysing and testing them has to be designed for each rock mass component, i.e. intact rock, deformation zones and fractures. For intact rock characterisation, the present knowledge is satisfactory. On the other hand, rock fracture characterisation still remains greatly empirical and sometimes the measurements do not directly provide the technical information needed for design and safety evaluation.

The geometrical characterisation of fractures in rock is one of the most studied topics in modern Rock Mechanics. Traditional methods for describing fracture geometry (e.g. roughness, aperture, contact area) are often subjective and empirical. The ability of quantitatively describing the fracture geometry is very important when trying to explain and predict the hydro-mechanical behaviour of the fractures. Moreover, the available measuring techniques offers new tools and make it possible to record and analyse the topography of the fracture surfaces and also the void space between two surfaces of the fracture.

In this paper, an attempt of removing some of the empiricism in fracture characterisation and correlating geometrical and mechanical properties of rock fractures is performed. A set of fracture samples collected at the Prototype Repository site (Äspö) is measured in laboratory for geometrical characterisation. An analysis for “power law” or “fractal” description of the roughness is then carried out together with an evaluation of the fracture aperture.

The same samples are tested in laboratory under normal and shear loading. From the experimental results, the normal and shear stiffness of the fractures at different stress and deformation levels is evaluated. The tests directly provide data for the site

characterisation and modelling. Finally, the correlation between the geometrical parameters from fracture scanning and the mechanical parameters from experimental tests is analysed.

2. Sample description

The tested samples are from borehole KA3579G drilled at the Prototype Repository site (Äspö, Sweden). The fracture samples are quite smooth and aperture is of the order of some fraction of millimetre. The samples are natural fractures of Äspö diorite and a few fractures of fine-grained granite from the sub-horizontal fracture set number 4 (Dahlström, 1998). The samples are obtained from a core of diameter 72 mm and intersect the core axis at a right angle so that the fracture surfaces are circular with diameter \varnothing 61 mm.

3. Measuring technique

By laser scanning, the topography of the fracture surfaces and the relative position of the walls are determined for characterising the fracture aperture. The accuracy of the 3-D laser scanner makes it possible to analyse small objects separated by short distances. This is the case, for example, of measuring the aperture distribution and contact area between the walls of rock fractures (Lanaro, 2000).

3.1. Equipment

The 3-D-laser-digitising system available at the Div. of Engineering Geology (KTH) consists of a laser sensor mounted on a co-ordinate-measuring machine (CMM) with possibility of moving along three orthogonal axes (Figure 3-1). The scanner uses a technique of fine triangulation by means of a light source and the reflected light rays from the sample. The laser projects a light strip 25 mm wide on the surface of the object and defines a "laser plane". The images of the object cut by the laser plane are captured by two CCD (Charge Coupled Device) cameras. Since the position of the cameras with respect to the laser source is known, it is possible to determine the position of the measured points with respect to the coordinate reference system. Before scanning, the system has to be calibrated and adjusted to the reflective properties of the rock.

The scanner picks 600 points along the laser strip, 50 μm apart from each other. It has an accuracy of $\pm 20 \mu\text{m}$ and a resolution of 10 μm . It can scan up to 15,000 points/sec, depending on the selected scanning step size. The system is able to digitise samples with an overall dimension of about 1000 \times 1000 \times 400 mm and locate the position of the

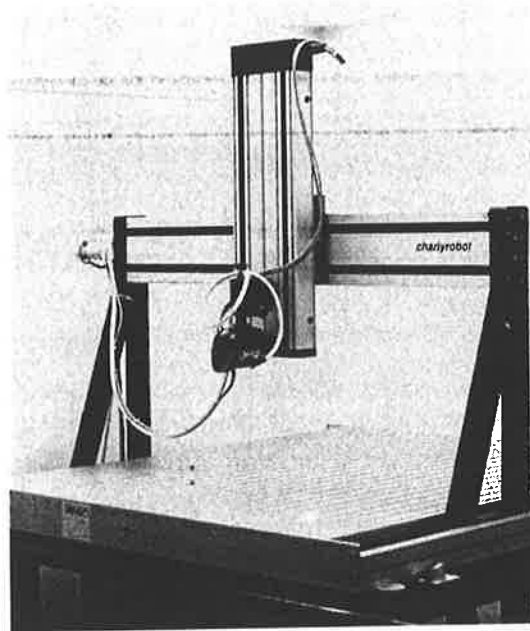


Figure 3-1. Overview of the 3-D-laser-scanner equipment.
3-D laserscanner utrustning.



Figure 3-2. View of the samples ready for scanning (borehole KA3579G).
Prover från borrhål KA3579G.

scanner head with the accuracy of $\pm 50 \mu\text{m}$. The scanner moves and must maintain a distance between 50 and 100 mm from the object during scanning. The co-ordinates of the points on the surfaces are stored as ASCII or binary format files and handled with reverse engineering packages like Surfacer© by SDRC Imageware (USA). For this work, routines for the determination of roughness and aperture parameters were written for the utility program Scoll (Surfacer Command Line Language) for Surfacer, a programming language very similar to the standard language C.

3.2. *Sample preparation*

Before measuring, a number of calibrated steel spheres of 7.1 mm in diameter are fixed onto the two blocks constituting the fracture sample. The spheres have to be placed close to each other so that they are contemporary visible by the scanner sensor. The reference spheres were attached by means of instant adhesives (e.g. cyanoacrylate), four for each sample half (see Figure 3-2).

3.3. *Scanning procedure*

By means of the mentioned reference spheres, samples are scanned in two phases. In Phase I, the closed fracture sample is placed on the scanning table and the reference spheres are scanned. In Phase II, the fracture is opened and the surfaces of the two walls and reference spheres are individually scanned. To reconstruct the geometry of the closed fracture, the clouds of points of the two surfaces obtained in Phase II are rotated so that the reference spheres coincide with the position that they had in Phase I. This operation is called "registration".

4. Geometrical characterisation of fracture samples

4.1. *Theory*

From the surface topography, scaling properties of the fracture roughness and angularity can be investigated. The standard deviation of the asperity height increases when increasing sample size (Schmittbuhl et al., 1994). It sometimes reaches a sill beyond which it become constant that is defined as stationarity threshold of roughness (Lanaro, 2000). Similar observations can be done on the standard deviation of the surface slopes, which, on the other hand diminishes when the sample size increases (Fecker & Rengers, 1971; Hoek & Bray, 1974).

The relationship between the statistics of the asperity height and slope follows power laws of the sample size (e.g. Power & Tullis, 1991). For the standard deviation of the asperity height σ_{ah} we find that:

$$\sigma_{ah} = \sqrt{G_{ah}} h^H \quad (1)$$

where H is the Hurst exponent, G_{ah} is a dimensional proportionality constant, and h is the sample size. The same kind of relationship applies to the standard deviation of the slopes of the asperity surface, σ_{slope} :

$$\sigma_{slope} = \sqrt{G_{slope}} h^{H-1} \quad (2)$$

where G_{slope} is another dimensional proportionality constant.

Aperture can be defined as the distance between the scanned points of one side of the fracture and the polygonal interpolation of the points of the other side. It was

observed that while the mean value of the aperture was roughly the same for all analysed sample sizes, its standard deviation exhibited a power law (Lanaro, 2000). It also reached a sill beyond which it remains stable. In analogy with roughness, the corresponding sampling size was defined as stationarity threshold of the aperture. In mathematical terms:

$$\sigma_a = \sqrt{G_a} h^{H_a} \quad (3)$$

where G_a is a dimensional proportionality constant, and H_a is the Hurst exponent for the aperture.

The power law of the variance of the asperity height and aperture, respectively, revealed the self-affine fractal nature of roughness and aperture (Mandelbrot, 1977). A simple relation exists between the Hurst exponent H of a self-affine fractal surface and its fractal dimension D as:

$$D = 3 - H \quad (4)$$

and the same relation applies for aperture.

4.2. Roughness results

For roughness calculation, the samples are subdivided into small areas of 2, 5, 10 and 20 mm side. For each area, a plane that interpolates the points measured on the surface is calculated. The asperity height is defined as the distance between the points on the surface and the interpolation plane. In this way, the asperity height always has zero mean value, and a certain standard deviation. When plotting the standard deviation as a

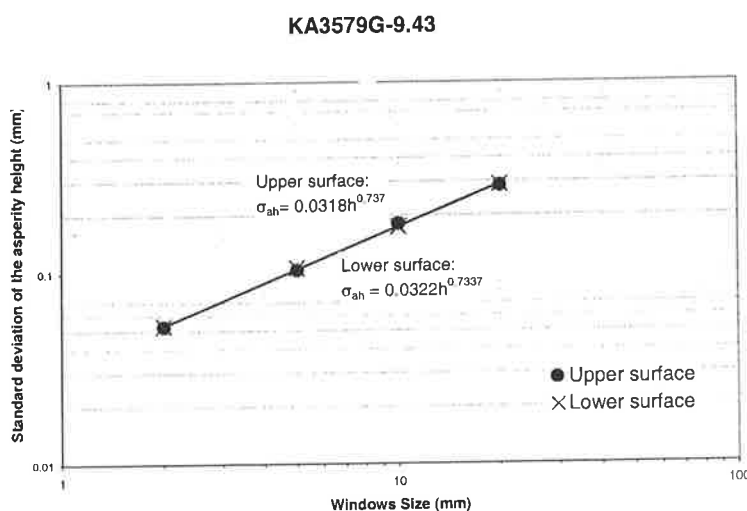


Figure 4-1. Standard deviation of the asperity height versus sample size for sample KA3579G-9.43.

Standard avvikelse för ytans höjd som funktion av provstorlek för prov KA3579G-9.43.

function of the sample size, graphs like in Figure 4-1 are obtained. The theoretical power law described in Eq. (1) can be recognised, and the proportionality constant and Hurst exponent for the upper and lower surface of each sample can be calculated, as reported in Table 4-1. Notice that no units are specified for the proportionality constant, since they differ from sample to sample and depend on the Hurst exponent. However, for all the samples from borehole KA3579G, there seems to be a very good agreement between the values of the power law parameters. The average proportionality coefficient and Hurst exponent for the samples are 0.036 and 0.646 with a standard deviation of about 15% the average values, respectively.

The roughness of the samples was also evaluated by comparison with the ISRM's reference profiles. The *JRC* (Joint Roughness Coefficient, Barton & Choubey, 1977) for the samples is also reported in Table 4-1.

Table 4-1. Borehole KA3579G: Dimensional proportionality coefficient and Hurst exponent of the asperity height for the upper and lower surface (Eq. (1)). Mean values for the fracture set are: $\sqrt{G_{ah}} = 0.036$; $H = 0.646$.

Borrhål KA3579G: Proportionalitetskoefficient och Hurst exponent av ytans höjd för den övre respektive nedre ytan (Eq. (1)). Medelvärde för sprickgruppen är: $\sqrt{G_{ah}} = 0.036$; $H = 0.646$

SAMPLE	JRC	Upper Surface			Lower Surface		
		$\sqrt{G_{ah}}$	H	1-H	$\sqrt{G_{ah}}$	H	1-H
KA3579G-9.43	9	0.0318	0.737	0.263	0.0322	0.734	0.266
KA3579G-10.73	11	0.0325	0.721	0.279	0.0315	0.742	0.258
KA3579G-11.25	7	0.0472	0.641	0.359	0.0441	0.666	0.334
KA3579G-14.86	9	0.0342	0.601	0.399	0.0339	0.611	0.389
KA3579G-19.45	5	0.0391	0.509	0.492	0.0393	0.501	0.499

4.3. Angularity results

The same technique applied for evaluating the roughness parameters is used for angularity determination. The average plane of the whole sample is calculated. Thus, the inclination of the interpolation planes of a sub-sample is determined with respect to the average plane. In this way, the standard deviation of the slopes of the asperities versus the sample size can be calculated and plotted (Figure 4-2). It can be observed that the samples exhibit the power law in Eq. (2) for almost the whole range of sample sizes. When applying this technique to all the samples from borehole KA3579G, data shown in Table 4-2 are obtained. The proportionality constant and Hurst exponent from angularity analysis are 0.175 (standard deviation 27% of the average) and 0.703

(standard deviation 10% of the average), respectively. Notice that the Hurst exponent obtained from angularity analysis is very close to that obtained from roughness analysis. This supports the theory describing fracture surface geometry here adopted. Moreover, upper and lower surface of the same sample behave the same way.

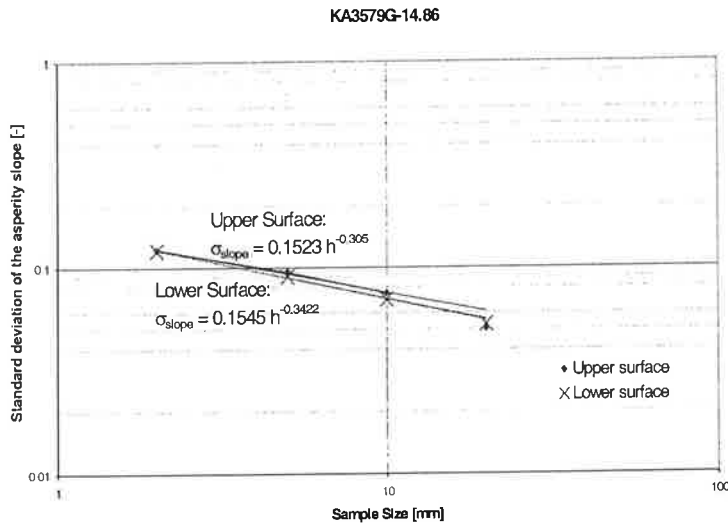


Figure 4-2. Standard deviation of the asperity slope versus sample size for sample KA3579G-14.86.

Standardavvikelse för ytans sluttning som funktion av provstorlek för prov KA3579G-14.86.

Table 4-2. Borehole KA3579G: Dimensional proportionality coefficient and Hurst exponent of the asperity slope for the upper and lower surface of the samples (Eq. (2)). Mean values for the fracture set are: $\sqrt{G_{slope}} = 0.175$; $H = 0.703$.

Borrhål KA3579G: Proportionalitetskoefficient och Hurst exponent av ytans sluttning för den övre respektive nedre ytan (Eq. (1)). Medelvärdet för sprickgruppen är: $\sqrt{G_{slope}} = 0.175$; $H = 0.703$.

SAMPLE	Upper Surface			Lower Surface		
	$\sqrt{G_{slope}}$	1-H	H	$\sqrt{G_{slope}}$	1-H	H
KA3579G-9.43	0.2548	0.3103	0.690	0.2566	0.2132	0.787
KA3579G-10.73	0.1623	0.244	0.756	0.166	0.1582	0.842
KA3579G-11.25	0.1844	0.3037	0.696	0.1896	0.3242	0.676
KA3579G-14.86	0.1523	0.305	0.695	0.1545	0.3422	0.658
KA3579G-19.45	0.1285	0.4202	0.580	0.1064	0.3496	0.650

4.4. Aperture results

The technique adopted for scanning and “relocating” the fracture sample enables one to evaluate the void space between the walls of the fracture. The distance between the points of the two surface of the sample is calculated, and it is also possible to determine aperture average and standard deviation, as reported in Table 4-3. While the average aperture is quite similar for all samples, about 0.190 mm, its standard deviation varies between 0.054 and 0.351 mm. The aperture determinations were made for a very small normal load equal to the weight of the upper block of the samples (about 100 kPa).

Table 4-3. Borehole KA3579G: Maximum, average and standard deviation of the aperture of the samples.
Borrhål KA3579G: Aperturens maximum, medelvärde och standardavvikelse.

SAMPLE	Maximum Aperture [mm]	Average Aperture [mm]	Aperture Standard Deviation [mm]
KA3579G-9.43	2.665	0.285	0.351
KA3579G-10.73	1.984	0.133	0.054
KA3579G-11.25	1.124	0.202	0.098
KA3579G-14.86	1.493	0.114	0.073
KA3579G-19.45	1.407	0.214	0.105

5. Normal loading

The samples did not require any special preparation for normal load testing. The cores were simply checked for planarity of the end surfaces and taped so that the two halves of the fracture could hold together during installation of the displacement gages.

5.1. Testing equipment

Normal loading tests on fractures is carried out with a standard MTS stiff machine (Laboratory of the Department of Structural Engineering, KTH). The press is of type MTS 311.21s with a maximum force applied of 500 kN in compression/extension. The stiffness of the loading frame is 1×10^9 N/m. A view of the testing equipment is given in Figure 5-1 where the gages for measuring the normal deformation are visible.

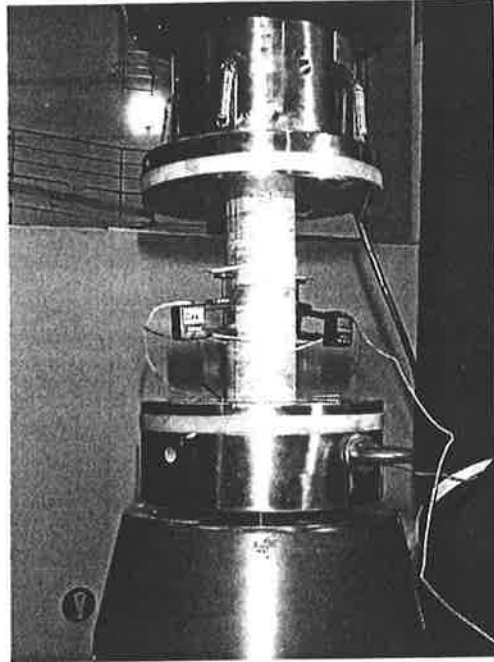


Figure 5-1. Set-up for core samples with gages for measuring the normal deformation.

Testuppställning för normalbelastning av borrhärnor.

5.2. Theory

For fractures in rock, normal stiffness can be defined in different ways depending on the particular engineering application. Normal stiffness k_n is obtained from the shape of the curve of stress versus deformation. Normal stiffness can be defined as secant stiffness: it describes the average deformational behaviour of a fracture between two stress levels that is the ratio between a certain stress interval and the fracture deformation observed between the stress values at the end of the interval:

$$k_n = \left(\frac{\Delta\sigma_n}{\Delta u_n} \right)_{\sigma_{n0}} \quad (5)$$

where Δu_n is the variation of the fracture closure under a certain normal stress variation $\Delta\sigma_n$ starting from the normal stress σ_{n0} .

Rock fracture deformation can be described in a more sophisticated way by interpolating the stress versus closure behaviour with analytical methods. In this way, it is also possible to describe the variation of the normal and secant normal stiffness continuously with respect to the normal stress. Brown and Scholtz (1986) derived the following relation of closure u_n versus normal stress σ_n based on theoretical considerations:

$$u_n = C + B \ln(\sigma_n) \quad (6)$$

and

$$k_n = \sigma_n / B \quad (7)$$

where A and B are fracture characteristic parameters.

Although it is possible to analytically describe the fracture deformation by these methods, it is difficult to obtain the parameters by geometrical characterisation of the fractures. Moreover, the dispersion of the obtained data requires averaging stiffness and tangent stiffness for practical use.

Rock fractures are characterised by stiffer behaviour when they have been subjected to repeated loading cycles. The stiffness generally increases abruptly after the first cycle of loading-unloading. During reloading, the fracture tends to follow the same stress-closure path. The residual deformation after each loading-unloading cycle also tends to reduce. The loading-unloading path during a repeated cycle do not exactly coincide. However, the normal stiffness during repeated loading and unloading can be considered constant.

5.3. *Laboratory results*

The samples of rock fracture and intact rock were tested according to a specific loading sequence. The loading sequence was divided into three steps, each of them followed by three loading/unloading sequences (Figure 5-2). The loading speed was 0.5 MPa/sec for all tests.

Fracture deformation was obtained from the deformation of the fracture sample by subtraction of the deformation obtained for an intact rock sample taken from the same borehole. Moreover, fracture and intact rock testing was carried out in several cycles. Thus, the deformations during loading and unloading were not considered for determining virgin compression curves for the rock fractures.

The fracture samples from borehole KA3579G exhibit the typical deformation curves usually reported in the literature. All deformation curves start for a normal stress level of about 0.5 MPa that was kept for avoiding instability of the testing equipment.

All deformation curves from normal loading can be approximated with very good agreement by the relationships reported by Brown & Scholtz (1986). Equation (6) contains two parameters that are summarised in Table 5-1. The theoretical curves fit quite well the experimental curves of normal stress-closure (Figure 5-4).

KA3579G - 11.25

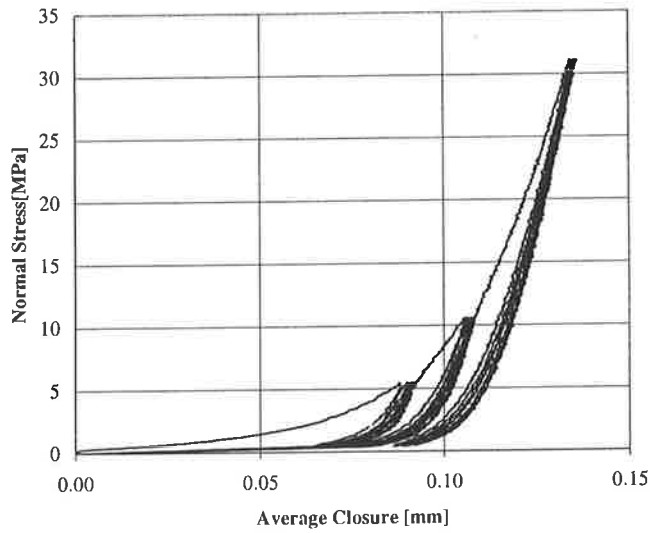


Figure 5-2. Average closure for sample KA3579A-11.25 versus applied normal stress.
Spricköppning som funktion av normalspänning för prov KA3779G-11.25.

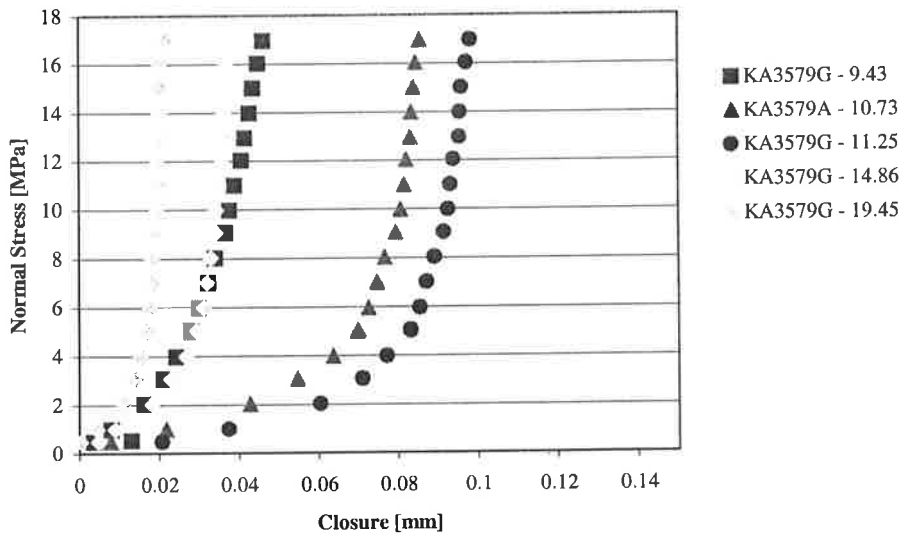


Figure 5-3. Borehole KA3579G: Normal stress versus fracture closure.
Borrhål KA3579G: Normalspänning som funktion av spricköppning.

Table 5-1. Borehole KA3579G: Parameters *B* and *C* of the fracture closure-normal stress relationship by Brown & Scholtz (1986) (Eq. (6)).

Borrhål KA3579G: Parameter B och C i förhållandet spricköppning-normalspänning av Brown & Scholtz (1986) (Eq. (6)).

Sample ID	B [mm]	C [mm]
KA3579G-9.43	0.012	0.009
KA3579G-10.73	0.025	0.030
KA3579G-11.25	0.018	0.052
KA3579G-14.86	0.008	0.016
KA3579G-19.45	0.006	0.007
Average	0.014	0.023
Standard Deviation	0.007	0.017
Stdv/Mean	51%	74%

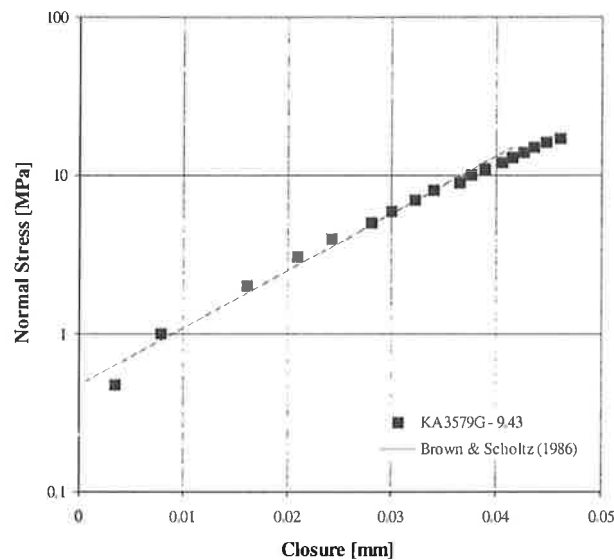


Figure 5-4. Normal stress versus closure and curve fitting with Eq. (6) by Brown & Scholtz (1986) for sample KA3579G-9.43.

Normalspänning som funktion av spricköppning och kurvanpassning med Eq. (6) av Brown & Scholtz (1986) för prov KA3579G-9-43.

5.4. Fracture normal stiffness

According to the definition in Sec. 5.2, the initial and secant stiffness of the fracture samples were determined. An overview of the results is given in Tables 5-2 and 5-3.

Table 5-2. Borehole KA3579G: Secant normal stiffness during virgin loading cycle and for different stress intervals.

Borrhål KA3579G: Sekantnormalstyvhets under belastningscykel och för olika spänningsintervall.

Sample	Secant Normal Stiffness – Loading [MPa/mm]							
	Initial	0.5-5 MPa	0.5-10 MPa	0.5-15 MPa	0.5-30 MPa	5-10 MPa	10-15 MPa	10-30 MPa
KA3579G-9.43	118	185	279	363	535	514	853	949
KA3579G-10.73	37	73	130	191	357	457	1572	2023
KA3579G-11.25	31	72	132	193	352	525	1480	1669
KA3579G-14.86	124	783	322	454	798	1027	2012	2700
KA3579G-19.45	124	274	500	738	1367	1972	7187	7702
Average	87	157	273	388	682	899	2621	3009
Standard Deviation	48	86	154	226	424	642	2586	2699
Stdv/Average	56%	54%	56%	58%	62%	71%	99%	90%

Table 5-3. Borehole KA3579G: Secant normal stiffness during reloading (average of 3 cycles) for different stress intervals.

Borrhål KA3579G: Sekantnormalstyvhets under återbelastningscykel (medelvärde av tre lastcykler) och för olika spänningsintervall.

Sample	Secant Normal Stiffness - Reloading [MPa/mm]		
	0.5-5 MPa	0.5-10 MPa	0.5-30 MPa
KA3579G-9.43	280	385	681
KA3579G-10.73	174	279	735
KA3579G-11.25	222	424	1124
KA3579G-14.86	818	1157	2432
KA3579G-19.45	578	1399	3170
Average	414	729	1628
Standard Deviation	578	1399	3170
Stdv/Average	66%	70%	68%

The initial normal stiffness is defined as the secant stiffness recorded between a normal stress of 0.5 MPa and 1 MPa. In fact, first, when the stress interval on which the secant stiffness is calculated is taken as very small, the values of tangent and secant stiffness tend to coincide. Moreover, the testing equipment did not allow stresses lower than about 0.5 MPa. Secondly, the curves of fracture deformation were often quite jagged for low stress. For these reasons these stress levels were chosen. For the fractures from borehole KA3579G the mean initial normal stiffness is 87 MPa/mm.

The secant stiffness of the fractures was calculated for different stress intervals (5, 10, 15 MPa), starting from an initial stress of 0.5, 5 and 10 MPa. Mean values and standard deviation of the secant modulus are reported in Table 5-2. For the interval 0.5-5 MPa, the samples exhibit a mean secant stiffness of 157 MPa/mm and standard deviation of 86 MPa/mm, respectively. For the interval 5-10 MPa, the mean secant stiffness is of 899 MPa/mm and standard deviation of 642 MPa/mm, respectively. For the interval 10-15 MPa, the fracture set exhibits a mean secant stiffness of 2621 MPa/mm and standard deviation of 2586 MPa/mm, respectively.

The secant normal stiffness for the fracture of the sub-horizontal set is shown in Figure 5-5. The stiffness is calculated for stresses between 1 and 30 MPa with respect to an initial stress level of 0.5 MPa. The relationship is linear for all five test results.

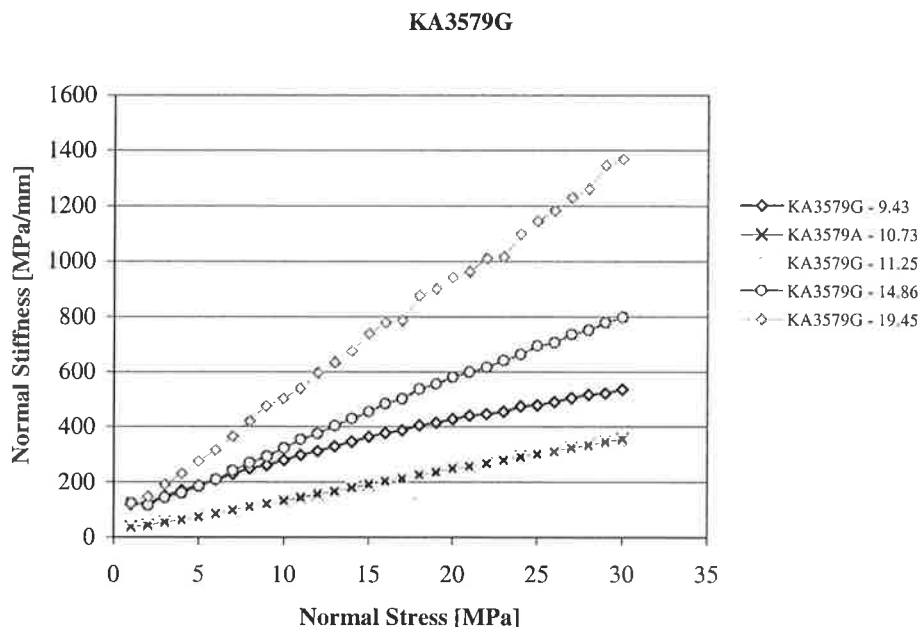


Figure 5-5. Borehole KA3579G: Secant normal stiffness from an initial stress of 0.5 MPa.

Borrhål KA3579G: Sekantnormalstyvhet för initialspänningen 0.5 MPa.

6. Shear testing

Shear testing was carried out for determining the shear stiffness at different levels of normal load and for determining the strength of the samples.

6.1. Sample preparation and testing equipment

The samples are cut at a length of about three centimetres from the fracture plane and almost parallel to the plane. Some steel rings are needed for holding the fracture blocks in the shear box machine. Quick-hardening concrete (EMACO[®] T926 and sand) is purred into the rings and the sample is placed into it so that the fracture plane remains outside the concrete. Some mutters are used as spacers between the rings, so that the fracture is outside the concrete. The mutters are removed before normal loading.

Testing was performed with the shear box machine available at the Goetechnology Laboratory, KTH. The machine can accommodate samples with diameter of 150 mm and free height of maximum 50 mm and 150 mm for shear testing and normal testing, respectively. The vertical load is applied by means of a system of leverages with a counterbalancing beam. During testing the beam has to be in horizontal position. The horizontal shear force is applied at constant speed by a combination of two electrical

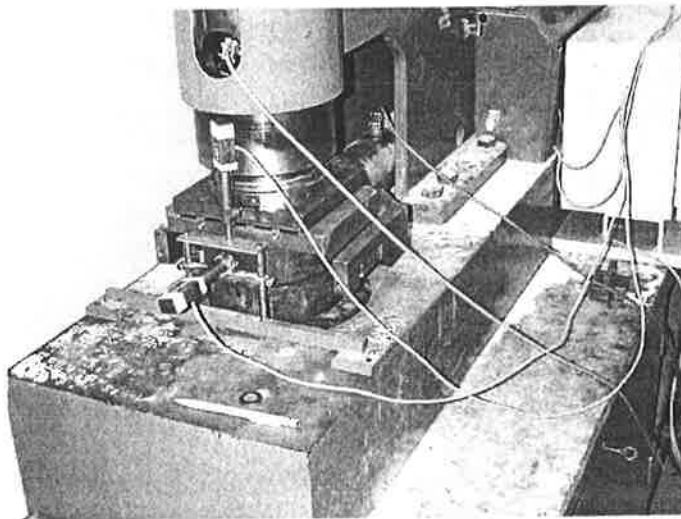


Figure 6-1. Overview of the shear box machine.
Uppställning för skjuvförsök.

engines for back and forward movements. The horizontal force attacks the middle height of the upper ring. A jaw system inhibits rotations of the upper half of the sample. A view of the testing equipment and the acquisition unit is given in Figure 6-1. Electrical transducers connected to a computer directly record vertical and horizontal forces and displacements. Tests were conducted with a shearing speed of 0.002 mm/sec.

Testing was made in two phases:

Consolidation: the normal load is applied in one or several steps;

- Shearing: the shear force is applied to the upper part of the sample. The upper loading plate moves at constant speed. The shear force can be reversed and loading-unloading cycles can be performed.

During a direct shear test under constant normal load, the shear stress increases by increasing shear displacement. First, this stress increase is very high for small shear displacements. Secondly, the shear stress reaches a peak value and then reduces until a stress value called residual shear stress is approached. Some tests do not show this decrease after the peak, and more rarely, the sample does not reach a peak in the range of the tested deformations. The shear displacement at which the peak shear stress is observed depends on the normal load applied to the sample. Also the dilation, or the vertical displacement resulting from opening the fracture during shearing, depends on the normal stress level. While the peak shear displacement decreases, the peak shear stress and the residual shear stress increase by increasing normal loads. Dilation is inhibited by high normal stresses.

6.2. Theory

The rate of increase of the shear stress, otherwise called shear stiffness, is normal stress dependent. Moreover, it is not constant during the test, and diminishes approaching the peak shear strength. One can define the shear stiffness k_s as the secant shear stress rate with respect to shear displacement:

$$k_s = \left(\frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \right)_{\tau_1, \gamma_1} \quad (8)$$

where $\Delta\tau$ is the variation of shear stress for a variation $\Delta\gamma$ of the shear displacement. These increments have to be defined for a certain initial shear displacement γ_1 or shear stress τ_1 .

Also the dilation rate can be defined from the test results. It is defined as the ratio between the fracture dilation $\Delta\delta$ during a certain shear displacement interval $\Delta\gamma$ starting from γ_1 , as:

$$d = \left(\frac{\Delta\delta}{\Delta\gamma} \right)_{\gamma_1} \quad (9)$$

By using the "power law" or "fractal" model for describing fracture geometry, it is possible to relate shear displacement with fracture dilation. In fact, for small asperity slopes, the tangent of the angle S_{slope} can be replaced by the angle itself in radian. During shearing, the elementary dilation increment due to pure kinematics will be $S_{slope}(v)dv$, and integrated for a shear displacement of v gives:

$$\delta = \int_0^v S_{slope}(v)dv = \alpha \sqrt{G_{slope}} \frac{v^H}{H} \quad (10)$$

that expresses the fracture dilation as a function of the shear displacement. This relation should hold in case of small normal loads acting on the fracture where minor damage occurs.

6.3. Laboratory results

The performed tests were carried out according to the ISRM "Suggested method for laboratory determination of the direct shear strength of rock fractures" (ISRM, 1981). The samples of rock fracture were tested under the following normal load stresses: 0.5 MPa (except samples KA3579G-9.43/10.73); 1 MPa (only samples KA3579G-9.43/10.73); 5 MPa; 10 MPa. One unloading-loading cycle was performed after reaching the peak shear strength. In some cases the residual stresses was not reached at the end of the test. For these samples the maximum shear displacement usually exceeded 4 mm. Figure 6-2 shows a typical result of shear displacement and shear stress gage readings for sample KA3579G – 11.25.

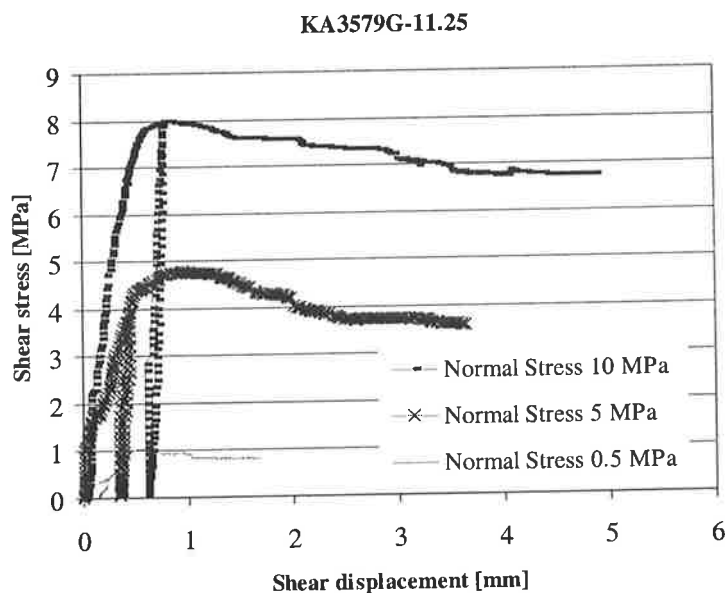


Figure 6-2. Shear stress versus shear displacement during direct shearing for sample KA3579G-11.25.

Skjuvspänning som funktion av skjuvförskjutning för prov KA3579G-11.25.

6.4. Fracture dilation

Fracture normal deformations were recorded during shearing for all samples. The normal deformability is mainly a dilatant behaviour. Normal stress inhibits dilation, thus, for each level of normal stress the graphs assume different shapes. The first phase of the tests, before reaching the peak shear strength, is characterised by no dilation and in certain cases by compaction of the fracture sample. When the shear peak is overcome, dilation starts. The graphs of the dilation versus shear displacement are often concave and result in linear plots in a double logarithmic graph. It is possible to recognise a pattern in the dilation graph depending on the normal stress level, as shown in Figure 6-3. The dilation curves have almost the same slope for the whole range of shear displacement, but dilation diminishes by increasing normal load.

Equation (10) is confirmed in Figure 6-3, although the proportionality coefficient and the power exponent of the fitting curves are sensitive to the normal load. For sample KA3579G-10.73, the power exponent changes from 0.83, to 0.78 and 0.72 for a normal load of 1, 5 and 10 MPa. It is remarkably close to the Hurst exponent for roughness and angularity of the same sample. The dimensional proportionality coefficient also decreases by increasing the normal load, and for the same stress levels is 0.522, 0.322 and 0.258, respectively.

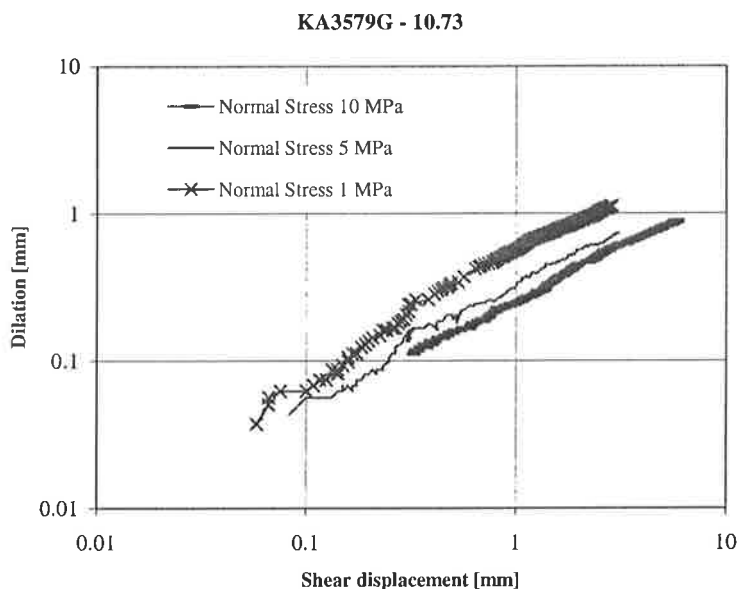


Figure 6-3. Dilation versus shear displacement in a log-log graph for sample KA3579G-10.73.

Dilatans som funktion av skjuvförskjutning för prov KA3579G-10.73.

6.5. Fracture shear stiffness

The shear stiffness is evaluated from the curves of shear stress versus shear displacement for different levels of shear stress. The first level of shear stress is chosen for the maximum stress level at which the graphs are almost linear. For exigencies of comparison, that stress level was assumed to be the same for all samples (0.5, 0.5, 4, 4 MPa, respectively for normal stresses of 0.5, 1, 5 and 10 MPa). This shear stiffness will be referred as “initial” in the following sections. The shear stiffness is also evaluated for the peak shear strength of the samples. In this case, the shear stress varies depending on the analysed sample.

The shear tests were performed with an unloading-reloading cycle before the shear stress had reached the peak strength. In this way, the fracture reloading stiffness could be determined. The reloading path in the graph of the shear stress-shear displacement is linear in most of the tests, showing a “linear elastic” kind of behaviour.

Shear stiffness was evaluated for the samples from borehole KA3579G under four different normal load levels. As it can be seen from Table 6-1, the variation of the shear stiffness from zero to a shear stress of 0.5 MPa is quite marked both for a normal stress of 0.5 and 1 MPa. More coherent are the values of the reloading shear stiffness, that is also larger than the stiffness at 0.5 and 1 MPa and that at the peak of shear stress.

Table 6-1. Borehole KA3579G: Shear stiffness at normal stress of 0.5 and 1 MPa for different shear stress levels and reloading.

Borrhål KA3579G: Skjuvstyvhets för normalspänning på 0.5 och 1 MPa för olika skjuvspänningnivåer och återbelastningar.

Sample	Shear stiffness [MPa/mm]					
	Normal Stress 0.5 MPa			Normal Stress 1 MPa		
	Shear Stress 0.5 MPa	Peak	Relaod	Shear stress 0.5 MPa	Peak	Relaod
KA3579G-9.43	-	-	-	2.5	2.5	7.6
KA3579G-10.73	-	-	-	15.9	8.4	12.7
KA3579G-11.25	1.9	2.1	4.4	-	-	-
KA3579G-14.86	8.3	3.4	13.8	-	-	-
KA3579G-19.45	4.5	4.1	12.6	-	-	-
Mean	4.9	3.2	10.3	9.2	5.4	10.2
Stdv	3.2	1.0	5.1	9.5	4.2	3.6
Stdv/Mean	66%	31%	50%	103%	77%	36%

Table 6-2. Borehole KA3579G: Shear stiffness at normal stress of 5 and 10 MPa for different shear stress levels and reloading.

Borrhål KA3579G: Skjuvstyvhets för normalspänning på 5 och 10 MPa för olika skjuvspänningnivåer och återbelastningar.

Sample	Shear stiffness [MPa/mm]					
	Normal Stress 5 MPa			Normal Stress 10 MPa		
	Shear Stress 4 MPa	Peak	Relaod	Shear Stress 10 MPa	Peak	Relaod
KA3579G-9.43	19.7	8.9	36.6	44.5	10.5	34.4
KA3579G-10.73	18.4	13.9	25.6	28.5	16.6	30.3
KA3579G-11.25	10.1	6.2	35.1	20.8	13.0	48.1
KA3579G-14.86	9.6	7.8	44.9	28.3	6.3	58.6
KA3579G-19.45	16.7	7.2	30.9	32.7	9.5	45.6
Mean	14.9	8.8	34.6	30.9	11.2	43.4
Stdv	4.7	3.0	7.2	8.7	3.9	11.3
Stdv/Mean	32%	34%	21%	28%	34%	26%

For the higher normal stresses of 4 and 10 MPa, the variation of shear stiffness is less compared with the lower normal stress levels. In fact, the standard deviation for 4 and 10 MPa is never larger than 34% of the stiffness mean value. The initial mean shear stiffness for the fracture samples is 4.9, 9.2, 14.9 and 30.9 MPa/mm for normal stresses of 0.5, 1, 5 and 10 MPa, respectively.

7. Correlation analysis between geometrical and mechanical properties of the fracture samples

A correlation analysis between all the geometrical and mechanical parameters of the fractures was performed. The correlation between two data sets determine whether two ranges of data move together, that is if small values of one set are associated to small values of the other set (positive correlation) or large values of one set are associated to small values of the other set (negative correlation). If the sets are unrelated the correlation drops to zero. The highest correlation is 1. These behaviours are quantified by the correlation parameter that returns from the covariance of the two data sets divided by the product of the standard deviations of the single sets. The covariance

between two sets x and y is defined as the average product between the deviations of the data from the respective means:

$$\text{cov}(x, y) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)(y_i - \mu_y) \quad (11)$$

where x_i and y_i are a pair of values from the sets x and y of mean μ_x and μ_y , respectively and n is the number of pairs.

Although the available data set is not very large, some interesting considerations can be drawn based on the statistical analysis. Some expected outcomes are verified by this analysis, and can be summarised in the following:

- There is a high correlation (>0.82) between the Hurst exponents H_{ah} and H_{slope} for roughness and angularity and JRC , and between JRC and the coefficients for the power law dilation at low normal loads. A relatively large negative correlation (about -0.70) is also observed between JRC and the dimensional coefficient for roughness G_{ha} as observed by Kulatilake et al. (1995);
- H_{ah} should coincide with H_{slope} according to the theoretical model. In fact, their mean values almost coincide and their correlation is very high (0.93). These power exponents are also very much correlated to the normal stiffness calculated at different normal stress levels. The correlation is in this case negative (about -0.81);
- The power law parameter G_{slope} for the asperity slopes seems to correlate well with the Hurst exponent for the asperity height H_{ah} (0.77), the maximum aperture (0.72) and the aperture standard deviation (0.83);
- A strong negative correlation is also observed for the parameter G_{slope} and the normal stiffness at all stress levels (>0.90);
- The Hurst exponent for roughness and angularity H_{ah} and H_{slope} highly correlate with the dilation parameters at low normal stress. This confirms the validity of Eq. (10);
- The maximum aperture value also very well correlates with the dilation parameters for low stress levels.
- The characteristic parameter B for fracture normal deformability by Brown & Scholtz (1986) has a very high correlation with the fracture normal stiffness and shear stiffness.

Some of the results of the correlation analysis do not perfectly match the expectations:

- JRC is weakly and negatively related to normal stiffness (correlation >-0.77) and to shear stiffness (correlation >-0.79) at all stress levels and loading conditions;

- Aperture mean value and standard deviation appear to be very poorly correlated with all mechanical properties measured in the test campaign. Instead, the maximum aperture for each sample shows a good correlation with shear stiffness at different shear-displacements and dilation parameters.

8. Discussion and conclusions

This test campaign of geometrical and mechanical characterisation of natural fractures offers a unique opportunity to validate the power law model for fracture roughness and angularity characterisation (Lanaro, 2000) against experimental results. The fracture geometry obtained by 3D-laser scanning technique provides data for the geometrical characterisation by “power law” or “fractal” model. The same samples are then tested in the laboratory for normal load and shear testing. The results provide, other than mechanical properties of the samples for site characterisation, also the possibility of correlating them to the geometrical properties.

The outcomes of the correlation analysis confirm the physical significance of the power law model parameters. In fact, the Hurst exponent for roughness H_{ah} and angularity H_{slope} are the same parameter. This parameter describes how the asperity height increases by increasing scale. From the experimental results, it seems that the rougher the fracture, the smaller the Hurst exponent of roughness and slope. Since rougher fractures usually have many small contact areas, they result to be less deformable under normal loading than smooth fracture with few large contact areas (Hopkins, 2000). From here the negative correlation between H_{ah} and H_{slope} and normal stiffness. On the other hand, rougher fractures require a greater amount of work of the normal and shear forces for overriding the asperities for a certain shear displacement and result to be stiffer under shear loading. This was also highlighted by the correlation analysis. The Hurst exponent for roughness and angularity is also found to greatly correlate to dilation parameters of the samples during shearing. The agreement confirms the validity of the relation in Eq. (10), in which the increase of dilation is given as a function of the asperity slope and of the shear displacement. A strong negative correlation was also observed for the parameter G_{slope} and the normal stiffness at all stress levels. G_{slope} quantifies the spatial correlation of the asperity height at a certain scale since it directly derives for the asperity variogram (Lanaro, 2000). However, the correlation between this parameter for the asperity slope and the normal stiffness is not completely understood.

The correlation analysis gives some expected results, like the good correlation between JRC and dilation parameters of the samples, and JRC and the Hurst exponent for roughness H_{ah} , but not as strong as for the power law parameters. This is due to the fact that visual observation for determine JRC cannot discern between scale dependency and roughness at a certain scale, and probably evaluate both contemporarily.

The geometrical and mechanical properties determined with the tests constitute a part of the rock mechanical database collected at the Prototype Repository site, Äspö (Sweden).

Data are required for numerical modelling of the fractured rock mass under different boundary conditions and excavation phases.

9. Summary in Swedish – Sammanfattning

Denna artikel handlar om metodik för provtagning, provpreparering, mätning och slutligen redovisning av råhet, apertur samt normal- och skjuvstyvhet hos bergsprickor. Sprickornas geometri mäts med hjälp av en tredimensionell laserteknik. Laserutrustningen består av en laser och två CCD kameror som räknar punktkordinaterna på bägge sprickytorna hos en bergspricka. Bergsprickorna har två sidor som är i kontakt med varandra. Råheten och sprickviddsfördelningen bestäms med den nyutvecklade lasertekniken. Dessa resultat lagras och kan senare användas i de fall provet med sprickan testas med destruktiva testmetoder. Förändringen i sprickans geometri till följd av testningen kan senare studeras.

Den tredimensionella mättekniken ger en noggrann topografisk karta över sprickytan och sprickvidden. Fördelningarna och dess variation med provstorlek kan förklaras med en fraktal modell för råhet, spetsighet och sprickvidd. Data kan senare användas som geometriska indata i moderna program för hydromekaniska beräkningar med numeriska metoder. Geometrin kan också kombineras med enkla kontaktmekaniska modeller för att förutsäga normal- och skjuvbeteendet hos bergsprickor.

I denna artikel redovisas resultaten för råhet, apertur och styvhet från en serie tester på naturliga sprickor i borrhävar från Prototypförvaret vid Äspö HRL. Det stora antalet insamlade data möjliggör både en bekräftelse på det geometriska potens/fraktal sambandet för sprickmodellen, och en korrelationsanalys av mekaniska och geometriska egenskaper hos bergsprickor.

Först konstateras att de potenslagar som gäller för fraktalobjekt också gäller för bergsprickor. Dessa potenslagar innehåller tre parametrar, två stycken koefficienter och en exponent, som tillsammans beskriver råhet och spetsighet. Exponenten styr skalberoendet hos råheten och spetsigheten och är starkt korrelerad med normal- och skjuvstyvhet hos bergsprickor. Råa sprickor har många små kontaktytor. De små kontaktytorna är mindre deformbara än de stora. Det medför att råa sprickor är mindre kompressibla än släta sprickor. Dessutom kräver råa sprickor en större belastning för att deformeras. Det betyder att för att kunna utföra en viss förskjutning vid skjuvbelastning måste högre laster anbringas. Den dimensionella koefficienten för spetsighet korrelerar därför också negativt mycket bra med normalstyvheten hos bergsprickorna, men inte med skjuvstyvheten. Samtliga parametrarna till potenssambandet korrelerar bra med dilatansen hos bergsprickorna. Dilatansen kan också kvantifieras till skjuvdeformationen med hjälp av en potenslag.

För de insamlade data om aperturen hos bergsprickorna har ingen markant korrelation kunnat observeras mellan de mekaniska egenskaperna och aperturens medelvärde och standardavvikelse. Dock verkar maximala aperturen ha en starkt positiv korrelation med skjuvstyvheten och dilatansen hos bergsprickorna. Detta kan beror på att en stor apertur

är ofta relaterad till råa sprickytor. Starka positiva korrelationer noterades mellan aperturens standardavvikelse, maximalapertur och aperturens medelvärde.

10. Acknowledgements

The authors very much acknowledge the technical support and help by David Vega Jorge, Per Delin and Stefan Trillkott at KTH for the experimental part of this work. The authors particularly like to thank the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB) for supporting this test campaign.

The conclusions and viewpoints presented in this paper are those of the authors and do not necessarily coincide with those of SKB.

11. References

- Barton, N., & Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics*, Vol. 10/1-2, pp. 1-54.
- Brown, S.R., & Scholtz, C.H., 1986. Closure of rock joints, *J. Geoph. Res.*, Vol 91 B5, pp. 4939-48.
- Dahlström, L.-O., 1998. Test Plan for the Prototype Repository, SKB HRL-98-24.
- Fecker, E., & Rengers, N., 1971. Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass, *Rock Fracture, Proc. Int. Symp. Rock Mech, Nancy, France, Paper I.8.*
- Hoek E., & Bray, J., 1974. *Rock slope engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy: London, pp.309.
- Hopkins, D.L., 2000. The implication of joint deformation in analyzing the properties and behaviour of fractured rock masses, underground excavations, and faults, *I. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol 37, No. 1-2, pp. 175-202.
- ISRM, 1981. Rock characterization testing and monitoring, "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses", *International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, Brown, E.T. (ed.), Oxford: Pergamon, pp. 211.
- Kulatilake, P.H.S.W., Shou, G. & Huang, T.H., 1995. Spectral-based peak-shear strength criterion for rock joints, *J. Geotech. Eng.*, Vol. 121, No. 11, pp. 789-796.
- Lanaro, F., 2000. A random field model for surface roughness and aperture of rock fractures, *I. J. Rock Mech. & Min Sci*, Vol 37, pp. 1169-93.
- Mandelbrot, B.B., 1977. *Fractals: form, chance, and dimension*. San Francisco: W.H. Freeman & Co., p. 365.
- Power, W.L., & Tullis, T.E., 1991. Euclidean and fractal model for the description of rock surface roughness. *J. Geophys. Res.*, Vol. 96, No.B1, p. 415-424.

Schmittbuhl, J., Roux, S., & Berthaud, Y., 1994. Development of roughness in crack propagation, *Europhys. Lett.*, Vol. 28 (8), pp. 585-590.

Turner, H.F., 1973. Compression and shear test apparatus for compacted soil (and rock joints), *Bulletin No. 81*, Hydraulics Laboratory, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

ACTIVE CONTROL OF BLAST-INDUCED VIBRATION AT A PREDETERMINED LOCATION

S. Q. Kou, Luleå University of Technology, Sweden

T. Hoshino, McKinsey & Company Inc. Japan

G. Mogi, The University of Tokyo, Japan

1 INTRODUCTION

Blasting continues to be the most efficient and economical method for rock breaking and fragmentation in most mines, quarries, and construction sites. Noise and vibration related to blasting can create problems. Ground vibrations caused by blasting can be a major problem by causing serious damage to nearby buildings and nuisance disturbance of inhabitants. The vibration of particles in the ground can be characterised by either displacement, velocity, or acceleration. In the present paper particle velocity is used to describe movement. Much of the following discussion will focus on Peak Particle Velocity (PPV) although frequency is also important for accurate characterisation.

Hundreds of studies about blast vibration control may be found in the literature. Studies that are a bit older such as one from the U.S. Bureau of Mines (Atchison, 1968) used formula such as:

$$v = K \frac{Q^\alpha}{R^\beta} \quad (1)$$

where v is the PPV, Q is the charge weight, R is the distance from charge to the measurement point, K , α and β have positive values and depend on the rock properties, explosive properties and the geology of the blasting site. With this formula it is apparent that the only way to reduce vibration is to reduce the amount of explosives in one blast when the distance R cannot be increased. Based on the above, several practical ways to reduce blast-induced vibration have been used and described (Langefors & Kihlström, 1978, Persson et al. 1994). Some of these are:

- using a delay time between holes
- reducing the number of holes in one blasting
- use of deck charges
- use of decoupled charges
- dividing a bench into more benches.

Delaying blasting time between holes and/or decks has been found to result in lower vibration levels. Langefors and Kihlström (1978) reported on the attenuating reciprocal characteristic of ground vibration when blasting is staggered. They pointed out that only three full vibrations can be expected to have an amplitude greater than half of the maximum one and therefore, that delay times greater than 3 full periods were sufficient to minimise interplay between two different shots.

The above-mentioned strategies have made it possible to carry out blasting in many production fields with greater safety and less disruption to the surrounding environment. This approach to vibration control has however, focused on reducing the amount of explosives interacting together. In this paper this approach is named passive control of ground vibration. An alternative approach, active control of blast-induced vibration, is presented and described below.

2 ACTIVE CONTROL OF BLAST-INDUCED VIBRATION

The basic idea behind active control of blast-induced vibration is to use a secondary blasting action upon the primary in such a way as to minimise the sum of both vibration fields at a given place, such as residential area. The principle is similar to active control of sound (Nelson & Elliott, 1992) as well as to the active control of structure vibration (Meirovitch, 1990). The greatest difference being that earth as a transmission medium is much more complicated than air or other, more homogeneous materials.

The net vibration at a specific point can be cancelled if an inverted replica of a blast vibration wave arrives at that point at the same time. Four conditions are however, necessary in order to accomplish active control in the earth medium in the opinion of the authors. These are: 1) full understanding of the propagation and attenuation of the blast-induced wave in the earth; 2) sophisticated technology and instrumentation for wave signal processing; 3) precise computation instrumentation and technique; and 4) a precise blast ignition delay system. The basic conditions for active control of blast vibration are now available, particularly due to the development of an extremely precise blasting ignition system.

However, simply replacing standard pyrotechnic detonators with electronic ones will not guarantee a reduction in ground vibration. Misapplication may even result in higher vibration levels. A major amount of effort has been invested in determining how to reduce blast-induced vibration. Extensive work carried out by Blair 1987, Felice 1993, Blair & Minchinton 1997, Blair 1999a & 1999b, Hoshino, et al. 1999 and Mogi, et al 2000 are among these efforts.

This paper highlights some of the most recent development in advanced rock blasting since the emergence as a tool of electronic detonators with high accuracy ignition timing. This development is leading current research to new techniques in vibration control in rock blasting.

3 CHARACTERISTICS OF BLAST-INDUCED VIBRATION AND THE POSSIBILITY OF CONTROL

Ground vibration caused by delay blasting is a non-periodic movement. It is a complex function of the blasting parameters and the geology of the blasting site and along the wave trace between blastholes and the point of interest. This function can be written as

$$\vec{V}(t) = \sum_{i=0}^{n-1} a_i \vec{V}_i(t - \Delta t_i) \quad (2)$$

with $\vec{V}_i(t - \Delta t_i) = 0$ if $(t - \Delta t_i) < 0$

where V is the particle velocity at the point of interest, which is a function of time t with time having the value of zero at the first blast wave arrival, V_i is the contribution of the blast of i th blasthole with an ignition delay of Δt_i , and n is the total number of the blast holes. The addition in equation (2) is possible since the particle vibration can be approximated by a linear equation in the far field from the blast holes. Assumed is that every blasthole is loaded with a continuous explosive column. In equation (2), a_i is a weighting factor for each individual blast and is mainly dependent on the frequency of the blast wave, the geological properties along the wave trace, and the length of the path between the hole and the point of interest. V_i depends on the explosive properties, the charge weight in the i th hole, and the interaction between explosive and the surrounding rock. However, the frequencies involved in V_i will not increase during the propagation according to Blair (1987).

The vibration velocity can be decomposed into three directions according to a coordinate system located at the point of interest. We assume that 1) $l_i \gg ns$, where l_i is the distance between any of the blast holes and the interesting point and s is the average distance between the holes; 2) The geological condition remains constant; 3) Every hole is equally loaded. The work carried out by Wu & Wu (1990) suggested that waveforms from a single-hole blast were reproducible, which meant that vibration generated from several, similar holes might be simulated by using the results from a single-hole blast. This suggests the possibility to utilize a wave seed. On the basis of the above assumptions equation (2) can be simplified as

$$v(t) = \sum_{i=0}^{n-1} S(t - \Delta t_i) \quad (3)$$

where $v(t)$ is the velocity component interested, and $S(t)$ is the seed data of vibration measured at the point of interest in the direction of the interested component and caused by a single-hole blast. Equation (3) makes it possible to actively control blast-induced vibration $v(t)$ by carefully choosing the delay time Δt_i and controlling the precision of timing. However, the control of vibration was not practically possible earlier because electric detonators then being used had too great an inherent scatter to permit precise timing.

Electronic detonators were introduced in the late '80s and are characterised by high accuracy in ignition timing and flexibility in delay interval design. Any error in ignition timing is reduced to a microsecond order irrespective of delay time length and can be regarded as nil in the field of conventional rock blasting. In the second generation of the electronic blasting system the delay interval of the whole blast can be programmed by

the miner or blaster on site (Petzold & Hammelman, 2000). The new system permits delay times between 0 ms to 8,000 ms in individual steps of 1 ms. It is possible to blast up to 1,600 detonators in one round. This blasting system makes it possible to precisely control delay time.

The strategy of active control of blast-induced vibration uses two approaches in the design of delay time. The two are the setting of delay time in succession and the setting of delay time in groups, which were named “Sequentially optimised delay blasting” and “combined delay blasting”, respectively, by Hoshino, et al. 1999 and Mogi, et al 2000. The following analysis is based largely on the facts presented in these two papers.

4 SETTING OF DELAY TIME IN SUCCESSION

In this case the vibration wave produced by the first blast is to be cancelled by the vibration wave produced by the second blast. Then the third blast is used as a secondary source to cancel the composed vibration of the first two blasts and so on. The delay times can be set in succession. The process can be described by equation (4)

$$v(t) = \min_{\Delta t_{(n-1)n}} \left\{ \dots \left\{ \min_{\Delta t_{23}} \left\{ \min_{\Delta t_{12}} [S(t) + S(t - \Delta t_{12})] + S(t - \Delta t_{12} - \Delta t_{23}) \right\} + \dots \right\} + S(t - \dots - \Delta t_{(n-1)n}) \right\} \quad (4)$$

When two blastholes are fired one after another with a short delay time, ground vibration waves emitting from each blasthole interfere each other. If a proper delay Δt_{12} is selected between the shots, the ground vibration at a predetermined point could be minimised. This two-hole blast is now regarded as a unit blast and a proper time interval Δt_{23} is set between the unit blast and the third hole shot to give a minimum ground vibration at the point of interest. Then, such three-hole blast is regarded as a new unit blast, and another time interval between the new unit and the fourth hole shot will be set, and so on (Figure 1). In this way an arbitrary number of blastholes can be ignited with proper delay time intervals in a hole-by-hole fashion.

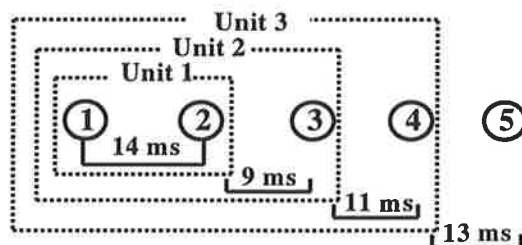


Figure 1. Example of the delay time setting in succession.

Specifically, we may minimise PPV, or minimise the vibration energy, or minimise the vibration wave component whose frequency is equal to the dominant frequency of the ground or the target structure.

4.1 Minimisation of PPV

Estimation of ground vibration, using the vibration time history of a single hole shot (seed data) shown in Figure 2, was carried out. The time history is a real vibration trace in the vertical direction, which was recorded at a point 250 m away from the source in a limestone quarry in Sweden. The burden, diameter and depth of the blasthole were 3.3 m, 89 mm and 15 m respectively, and the PPV of ground vibration at the point of measurement from single hole was 3.25 mm/s.

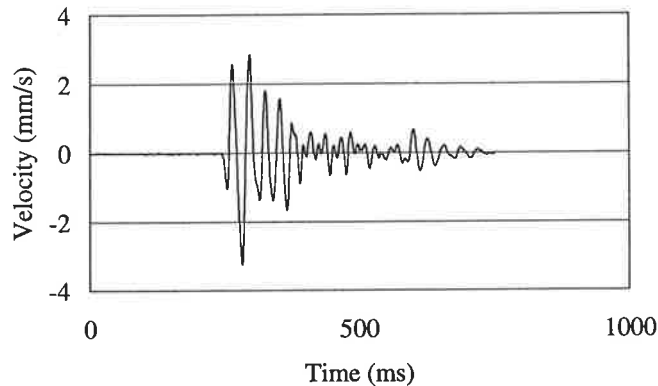


Figure 2 Vibration time history of a single hole shot (seed data). PPV= 3.25 mm/s.

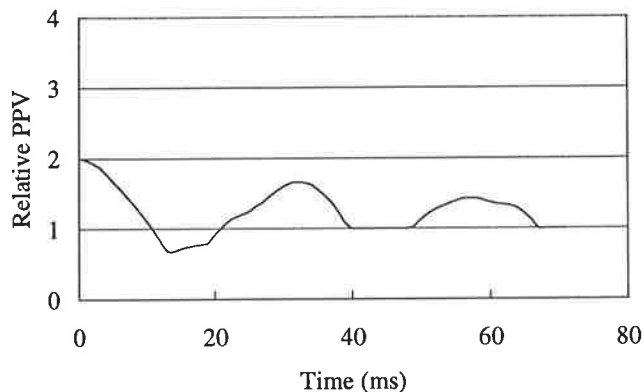


Figure 3. Relationship between the relative PPV and the delay time for a two-hole blast based on the seed data.

Figure 3 shows the estimated relative PPV of a two-hole blast obtained by superposing two sets of seed data together with various delay times. The so-called relative PPV is defined as the estimated PPV divided by the PPV of the seed data. Delay time of 14 ms, which gives the lowest relative PPV of 0.68, is considered to be the optimum in this case. A vibration time history of the two-hole delay blast is estimated by superposing the seed data with 14 ms delay (Figure 4). The vibration time history in Figure 4 is now regarded as a unit, and a proper time interval between this unit and the seed data, i.e., the time interval between the second and the third hole shot may be calculated. An

optimum delay interval 9 ms was obtained from the relationship between the estimated relative PPV and the delay time (see Figure 5) in the same way as previously described.

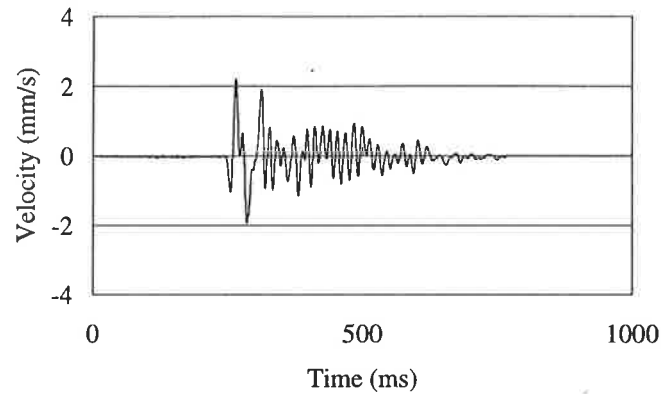


Figure 4. Estimated vibration time history of a two-hole delay blast. Two seed data were superposed with 14 ms time interval. PPV=2.21 mm/s.

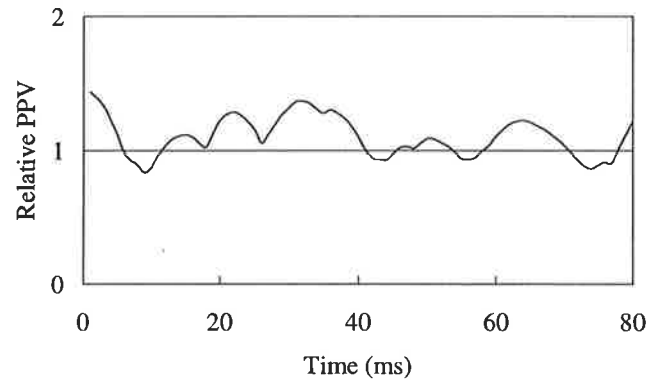


Figure 5. Relationship between the relative PPV and the delay time. Seed data was superposed on the vibration time history in Figure 4.

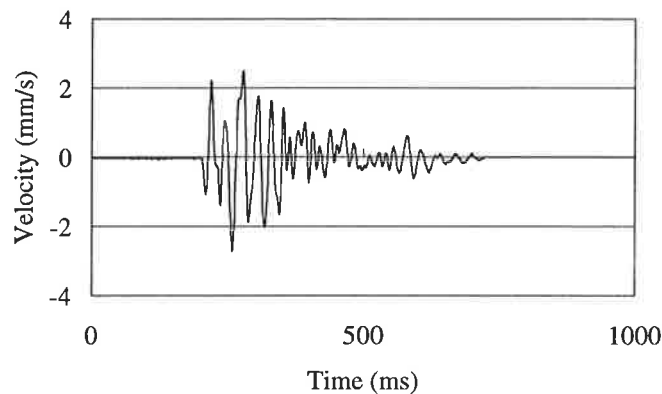


Figure 6. Estimated vibration time history of a three-hole delay blast. PPV=2.71 mm/s.

Figure 6 shows an estimated vibration time history of the three-hole delay blast obtained by superposing seed data on the unit vibration time history in Figure 4 with 9 ms delay interval. The estimated PPV is 2.71 mm/s, which is lower than that of the single shot.

Using the same procedure, PPVs of up to a 20-hole delay blast were estimated and the transition of the estimated PPVs is shown in Figure 7.

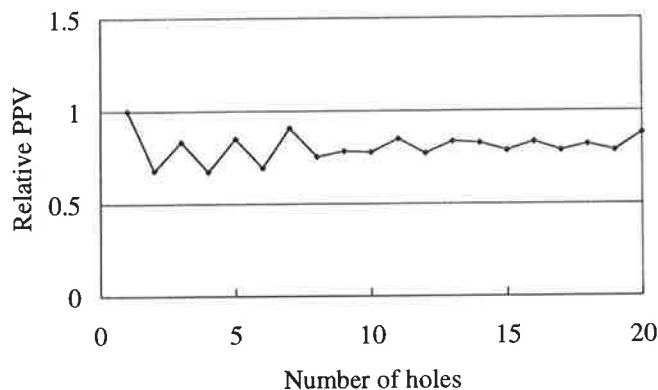


Figure 7. Transition of estimated relative PPVs based on PPV minimisation criterion.

4.2 Minimisation of vibration energy

If the vibration energy at a certain point is to be reduced, vibration reduction due to the correlation minimising method should be effective.

Equation (5) defines a correlation function (Nelson & Elliott, 1992, Wada et al. 1994).

$$R_{xy}(\Delta t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t+\Delta t)dt \quad (5)$$

R is a correlation function, T is calculation range, x and y are vibration time histories, t and Δt are time and delay time, respectively. This function measures the manner in which the two vibrations $x(t)$ and $y(t + \Delta t)$ are related to one another on the average. R is expressed as the cross-correlation function if x is a different function from y . R is expressed as an auto-correlation function if x is the same function as y . In the later case two values of x separated by Δt are examined. To expect the best vibration reduction effect, two waves should be superposed with a time difference that minimises the cross-correlation.

Figure 8 shows the relationship between time interval and auto-correlation coefficient based on the seed data of Figure 2. The auto-correlation coefficient in Figure 8 is normalised. For this particular seed data, the optimum delay time that gives the minimum auto-correlation coefficient is also 14 ms as in the case of PPV minimisation and gives the same estimated vibration time history as shown in Figure 4.

Proper delay time between the second and the third hole is determined by examining the series of cross-correlation coefficients shown in Figure 9 calculated using the seed data and the estimated vibration time history shown in Figure 4. In this case, the coefficient corresponding to 11 ms gives the lowest value of -0.93 . Figure 10 shows an estimated

vibration time history of the three-hole delay blasting using the obtained proper delay time of 11 ms.

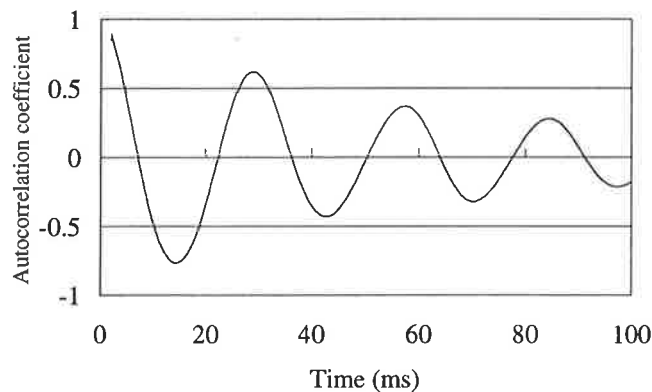


Figure 8. Relationship between the auto-correlation coefficient and the delay time. The coefficient corresponding to 14 ms gives the lowest value -0.76 .

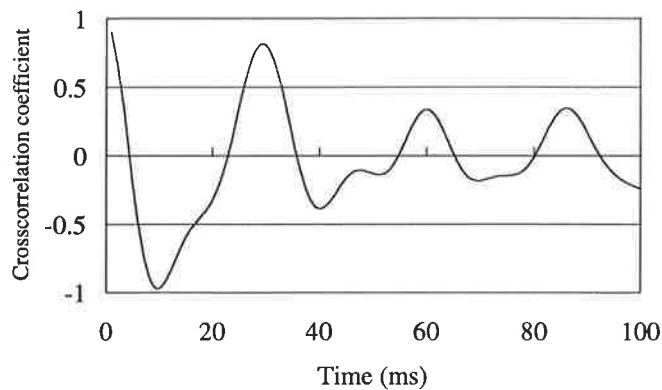


Figure 9. Relationship between the cross-correlation coefficient and the delay interval. The coefficient corresponding to 11 ms gives the lowest value of -0.93 .

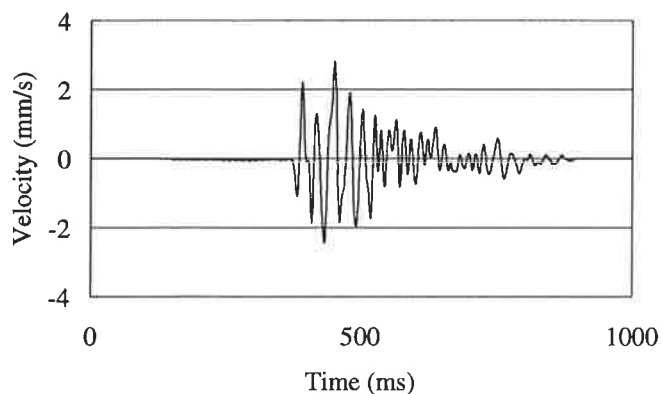


Figure 10. Estimated vibration time history of a three-hole delay blast. $PPV = 2.82$ mm/s.

The auto-correlation function is directly related to the power spectral density of the vibration $x(t)$, or it is possible to say that the power spectral density is the Fourier

transformation of the auto-correlation function. The above minimisation process is designed to control the vibration energy at the point of interest. Transition of estimated PPVs up to a 20-hole delayed blasting pattern was obtained using this method and is shown in Figure 11. As may be seen in Figure 11, the estimated PPV of a 20-hole delayed blast pattern is still lower than that of the seed data (78 %) even though the total amount of explosive to be used is 20 times greater.

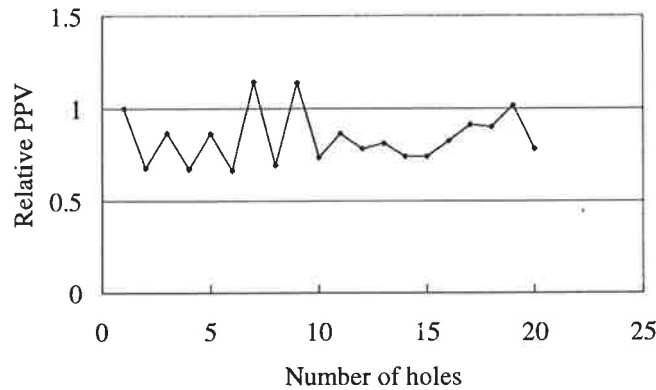


Figure 11. Transition of estimated relative PPVs based on the energy minimisation method.

4.3 Dominant frequency minimisation

Control of ground vibration frequency distributions is also important. This is because when the dominant frequency of a blast vibration coincides with the eigen-frequency of a building the resulting resonance could cause structural damage. Therefore, frequency distribution in addition to PPV or kinetic energy needs to be controlled during blasting. A component that has the same frequency as the dominant frequency of the induced ground vibration (e.g., the resonance frequency of a building) must be reduced or eliminated. The main tool for reduction calculation is the Fourier Transformation.

In addition, each delayed blast in a pattern will also form a forced vibration with structures. The delay time selected so that $n/\Delta t$ differs significantly from the resonant frequency of the structure (n is an arbitrary integer).

5 SETTING OF DELAY TIME IN GROUPS

In Figures 7 and 11 the up-and-down oscillation of both transition curves is apparent. This indicates that every two, almost equal blast sources, is most effective for their cancellation. Based on this concept, the setting of delay time blast patterns in groups is seen as an effective way to minimise vibration.

In this case, the correct delay time (Δ_{12}) between blast 1 and 2 is designed to reduce vibration according to the principles described previously i.e., by either PPV minimisation, energy minimisation, or dominant frequency minimisation. A proper

delay time between blast 3 and 4 (Δ_{34}) is then designed similarly. Each two-hole blast is regarded as an individual unit blast and the appropriate delay in a four-hole blast is set between these two units to give a minimum PPV (or minimum energy, etc.) at the point of interest. Then, such four-hole blast is regarded as a new unit blast, and so on. Consequently, 2^n -hole blasting can be designed so that the PPV at the point of interest could be reduced even for a larger n .

Table 1. Estimated PPV by setting of delay time in groups.

Number of blast holes	1	2	4	8	16
PPV (mm/s)	3.25	2.21	2.18	1.70	1.89

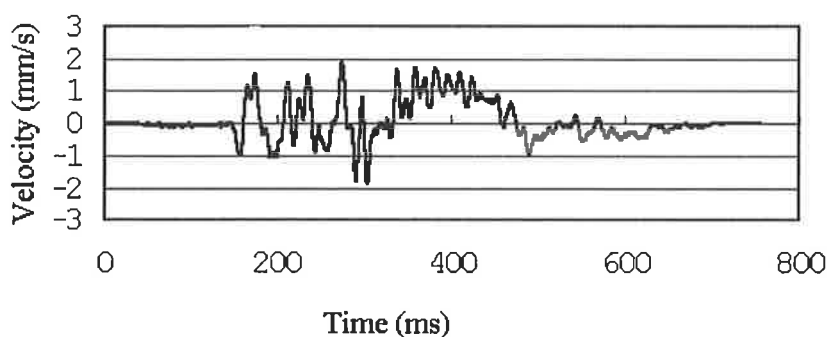


Figure 12. Estimated vibration time history of a 16-hole delay blast. PPV=1.89 mm/s.

A test of the setting of delay time in groups was carried out at a limestone quarry in Sweden. The burden, blasthole diameter, and depth of the blasthole were still 3.3 m, 89 mm and 15 m respectively. The PPV of the ground vibration at the point of measurement caused by a single-hole blast was 3.25 mm/s. The estimated Δ_{12} and Δ_{13} were 14 ms and 21 ms respectively. The estimated PPVs are shown in table 1. The estimated vibration time history of a 16-hole delay blast is shown in Figure 12. As can be seen in Figure 12, the PPV is kept at a very low level even in a 16-hole blast (60 per cent of a single hole shot) with the use of this concept. A similar procedure can be carried out for minimisation of energy or the dominant frequency.

6. DETONATOR SCATTERING

In the previous discussions several ways were suggested for optimal design of ignition delay time so that the active control of blast-induced vibration at an interesting point could be realised. However, in some cases the designed delay time can not be realised precisely due to environmental conditions, especially in blasting fields where ordinary electric detonators or shock detonators or detonating codes are used. Even more significant is that it is not always possible to know exactly how much deviation from the

design there will be in an individual blast. This problem will be addressed in this section.

Errors in detonation timing due to statistical manufacturing differences are assumed to have a normal distribution around the nominal value μ and are expressed in terms of variance or standard deviation σ . The 3σ of an actual error distribution is within the range of 5 to 10 per cent of the nominal value for electric detonators according to Dowding (1985). This means that most detonations will occur within ± 5 to ± 10 per cent of the nominal timing.

Assuming that δ_i is the scatter in the i th nominal delay time Δt_{ni} , Equation (3) becomes

$$v(t) = \sum_{i=0}^{n-1} S(t - \Delta t_{ni} - \delta_i) \quad (6)$$

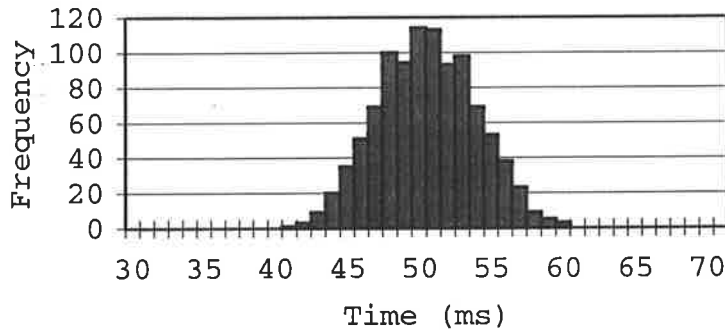


Figure 13. Numerically generated delay intervals. $\mu = 50$, $3\sigma = 10\%$.

However, delay time scatter has appeared to make control impractical; the δ_i and, therefore $\Delta t_{ni} + \delta_i$, function as a random variable. In the present paper, a numerical solution of the relationship between PPV and the delay scatter is sought using Monte Carlo simulation. Figure 13 shows an example of a random distribution of 1000 numerically generated delay intervals, whose nominal value is 50 ms with a standard deviation of σ . In this case, 3σ is 5 ms (10 per cent of the nominal value). With the random distribution of the delay time, $\Delta t_{ni} + \delta_i$, one may calculate the corresponding distribution of the PPVs via Equation (6).

Setting a common delay time for a 20-hole-production blasting in the limestone quarry mentioned previously is a good way to illustrate the principles described above. The superposition method discussed previously offered three delay times, which might possibly achieve a similar effect in the minimisation of relative PPVs (Figure 14). These were 8 ms, 20 ms and 53 ms. Among them, the 53 ms delay interval gave the lowest PPV of 0.97 at the point of interest. The 8 and 20 ms intervals produced relative PPVs

of 1.01 and 1.05, respectively. In such cases these delay times were treated to be definite variables and the problem was deterministic.

When the delay time interval is a random variable, the probability of the relative PPVs depends on both the relative PPV itself and its sensitivity around the nominal delay interval. It means that the delay interval, which gives the minimum relative PPV in deterministic analysis, could not always provide the optimum solution to minimise the expected PPV at the spot. Therefore, several candidates for an optimum delay interval were evaluated. The simulated results of 1000 estimated relative PPVs for the three different nominal delay intervals, whose 3σ is 10 per cent of the nominal value, are shown in Figure 15. It is apparent from this figure that the expected relative PPV corresponding to a common delay interval of 8 ms is quite low when compared to the other distributions. The common delay interval of 53 ms was felt to be the optimum according to the deterministic analysis. However, 8 ms is found to be superior when the assumption is made that the delay caps have a detonation time error with a 3σ that is 10 per cent of the nominal value.

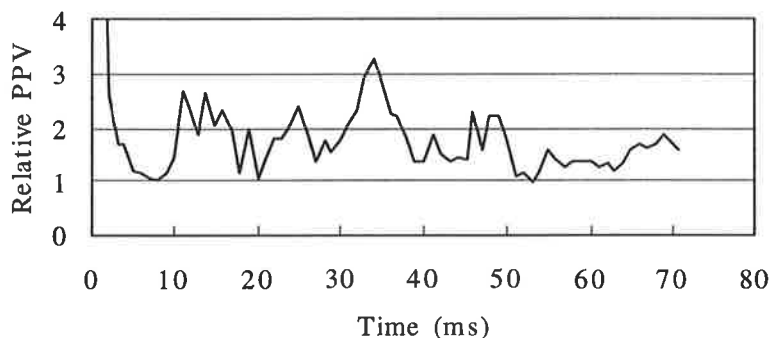


Figure 14. Relationship between the relative PPV and the common delay interval.

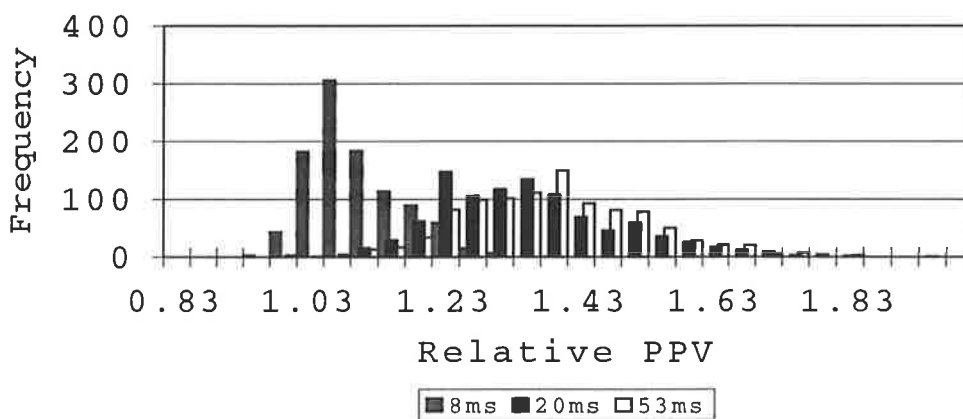


Figure 15. Distribution of estimated relative PPVs assuming nominal common delay interval of 8ms, 20 ms and 53ms, respectively. The corresponding relative PPVs are 1.08, 1.34 and 1.36 with the variance of 0.02, 0.00 and 0.02, respectively.

7. RESULTS FROM PRODUCTION TESTS

Computer programs that can estimate the vibration time history for production blasting have been developed using the principles described above. The programs were tested in a limestone quarry in Sweden. The predetermined point of interest was located about 250 m away from the blast source. The burden was 2.8m, and the diameter and the depth of the blasthole were 76 mm and 15 m.

The far field vibration was treated as linear vibration and the superposition principle was therefore applied. The single-hole blast produced a vibration with a PPV of 2.04 mm/s at the measurement point. A 44-hole-blast was designed according to the principles discussed above. The predicted PPV was 2.42 mm/s for this 44-hole blasting at the selected point of interest. The measured result was 2.93 mm/s. A comparison between the predicted and observed velocity-time history is shown in Fig. 16. The ratio between the observed PPV to the estimated one (PPV ratio) is 1.21.

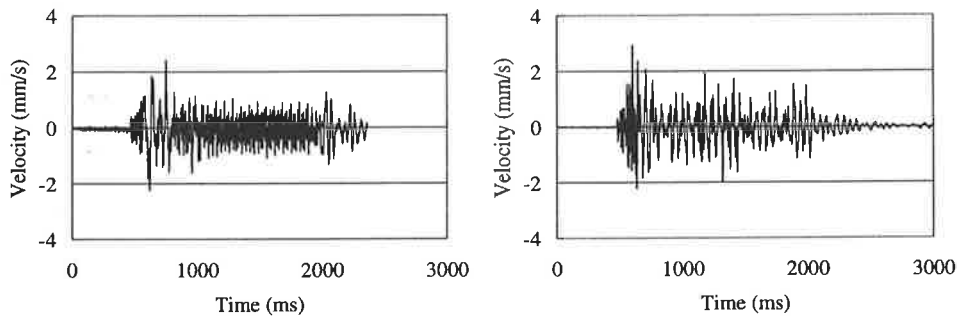


Figure 16. Comparison between (a) estimated vibration time history of the production blasting with 44 holes, PPV=2.42 mm/s and (b) recorded vibration time history of the production blasting with 44 holes, PPV=2.93 mm/s.

Ten other production blasts in the limestone quarries were observed. The ratios between the observed PPV to the estimated values were 0.82, 0.99, 1.05, 1.06, 1.14, 1.18, 1.27, 1.42, 1.50 and 2.05 respectively. The average value of these ratios was 1.25 ± 0.33 . In these cases electric detonators were used but the ignition time scattering had not been taken into consideration. The discrepancy between the estimated and observed PPV is considered to be mainly due to errors in actual detonation timing and the heterogeneity of the surrounding rock mass.

8. CONCLUDING REMARKS

We have discussed a new concept named active control of blast-induced vibration by introducing a secondary blasting upon the primary in such a way as to minimise the sum of both vibration fields at a given place. This is distinguished from the traditional (passive) control of blast-induced vibration, where superposition of two blast-induced waves at the predetermined location was to be avoided.

The pilot research described in this paper indicates the promise of this new concept. Based on this concept many practical ways to reduce the blast-induced vibration have been proposed. Quite a number of examples have been demonstrated where blast-induced vibration can be reduced to meet production requirements.

The above discussion mainly focused on vibration in the vertical direction and in idealised cases such as homogeneous earth material, same loading conditions for every blast-hole, as well as exact ignition time as the designed time. Although the authors have also demonstrated a way to treat the ignition time as random error, there are other variables that limit accuracy of prediction. The success to date and the factors needing further study for better understanding demonstrate the necessity to continue the present project.

The economic gain from this project is quite clear and promises to be significant. Mining engineers and rock construction engineers will be able to have greater confidence in their control over the blasting environment. Blasting will be safer due to reduced vibration. Potential damage to buildings from blasting will be reduced or eliminated. The Mining Industry, Construction Industry, Electronic Detonator Industry as well as the Explosive Industry will likely be able to operate and/or blast in areas now out of bounds due to potential damage and nuisance.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors would like to express their sincere thanks to Dyno Nobel AB and Partek Nordkalk Storugns AB for extensive support given to this project. The authors are also indebted to Prof. Per-Arne Lindqvist for his unwavering encouragement and support. Thanks are also due to Mr. Per Erik Muskos for his help in Swedish translation.

REFERENCES

- Atchison, T. C. 1968. Fragmentation principles, Section 7.2 Surface Mining, in E.P. Pfeleider (ed), America Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineering.
- Blair, D & Minchinton A, 1997. On the damage zone surrounding a single blasthole. *The Int. J. Blasting and Fragmentation*. Vol. 1, No. 1, pp59-72.
- Blair, D, 1999a. The spectral control of ground vibration using electronic detonators. *The Int. J. Blasting and Fragmentation*. Vol. 3, No. 4, pp303-334.
- Blair, D, 1999b. Statistical model for ground vibration and airblast. *The Int. J. Blasting and Fragmentation*. Vol. 3, No. 4, pp335-364.
- Blair, D. 1987. The measurement modelling and control of ground vibrations due to blasting. 2nd Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, Keystone, Colorado, USA: pp149- 158.

Dowding, C. H. 1985. Blast Vibration Monitoring and Control. NJ: Prentice Hall, Inc.

Hoshino, T., Mogi G. and Kou S. Q., 1999. Optimum delay time design in delay blasting. 6th Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, 8-12 August, ed by the south-African-Institute of Mining and Metallurgy. pp145- 148.

Langefors, U. & Kihlström, B. 1978. The modern technique of Rock Blasting. A Halsted Press Book.

Meirovitch, L. (1990). Dynamics and control of structures. John Wiley, New York.

Mogi G., Hoshino, T. and Kou S. Q., 2000. Reduction of blast vibration by means of sequentially optimized delay blasting. In Explosive & Blasting Technique, the 1st World Conference on Explosives and Blasting Technique, Munich, Germany, 6-8 September, ed by R. Holmberg pp 219-224.

Nelson, P.A. & Elliott, S. J. 1992. Active Control of Sound. Academic press limited. London.

Persson P.-A., Holmberg. R, and Lee, J., 1994. Rock Blasting and Explosives Engineering. CRC press, Inc.: 365- 367.

Petzold J. & Hammelman E., 2000. The second generation of electronic blasting system. In Explosive & Blasting Technique, the 1st World Conference on Explosives and Blasting Technique, Munich, Germany, 6-8 September, ed by R. Holmberg pp 159-164.

Wu, C. & Wu, Q., 1990. A preliminary approach to simulating blast vibration. 3rd Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, Brisbane, Australia: pp163- 166.

ABSTRACT

Development of electronic detonators with a high accuracy in ignition timing permits some degree of active control over blast-induced vibration. Simply replacing standard pyrotechnic detonators with electronic ones will not automatically reduce ground vibration. The key is to design the delay time correctly. Careful calculation of blast delay time(s) is critical if magnified vibration is to be avoided even with precise timing.

The basic principles of several methods to design the correct delay time are explained. These are based on the assumptions of accurate detonators and rather homogeneous ground. They are the methods of peak particle velocity minimisation, kinetic energy minimisation as well as the minimisation of velocity component with resonant frequency. Two approaches concerning design of vibration reduction are presented, i.e. setting of delay time in succession and setting of delay time in groups. These methods can be even adapted with modifications to the situations of inaccurate detonators and

grounds with a certain deviation from homogeneity. The adaptation is discussed in this paper.

Practical examples from a limestone quarry in Sweden are given to show the success of the above-mentioned methods.

SAMMANFATTNING

Utvecklingen av elektroniska sprängkapslar med en hög precision på tändningstiden medger en viss möjlighet att aktivt påverka de vibrationer som induceras av sprängning. Att endast byta ut de pyrotekniska sprängkapslarna till elektroniska sådana innebär dock inte att vibrationerna automatiskt reduceras. Hemligheten till de reducerade vibrationerna ligger i att tändsintervall ges en gynnsam design, vilket kräver noggranna beräkningar.

Grunderna ges till ett flertal metoder om hur en salva med korrekta tändtider skall konstrueras. Dessa metoder grundar sig på ett antagandet av precisa sprängkapslar och homogena berg och mark förhållanden. Metoderna är: minimering av den högsta partikel hastigheten, minimering av kinetiskenergi och minimering av hastighetsvektor med resonansfrekvens. Två olika synsätt om hur vibrationerna skall reduceras redovisas. De olika synsätten bygger på tanken att tända de olika hålen i följd eller att dela in hålen i grupper. Dessa metoder kan även, efter viss modifikation, användas för icke precisa tändkapslar och viss inhomogenitet hos berget och marken. Även anpassningen till sådana förhållanden diskuteras i denna rapport.

Praktiskt exempel från ett svenskt kalkstensbrott redovisas vilken visar på ovan nämnda metoders framgång i att reducera vibrationer.

GOTTHARD BASE TUNNEL, SEDRUN SECTION

DESIGN APPROACH, SUPPORT CONCEPT AND SPECIAL MEASURES FOR THE MAIN TUBES

Günther Fässler
Electrowatt Engineering Ltd., Zurich, Switzerland

1 GENERAL LAYOUT OF THE GOTTHARD BASE TUNNEL

The 57 km long Gotthard Base Tunnel will be constructed as a twin tube single-track tunnel with two intermediate multifunction stations for emergency use. The following main factors determined the alignment of the Gotthard Base Tunnel:

- Geologic conditions
- Minimum overburden
- Alignment geometry for a design speed of 200 km/h
- Minimum construction time and costs
- Minimum influence on existing hydropower schemes, especially on the dams

Cross passages between the two single-track tunnels are planned every 325 m. The maximum grade of the tunnel will be less than 0.7%, with a maximum elevation at 550 metres above sea level. The minimum horizontal radius will be 5'000 m and the minimum cross-section area for rail traffic will be 41 m². With these characteristics the Gotthard Base Tunnel fulfills the requirements for a high-speed railway. For construction the tunnel is subdivided in five different lots with the following foreseen excavation methods:

Erstfeld	7.4 km long	TBM or Drill & Blast	
Amsteg	11.4 km long	TBM or Drill & Blast	access: tunnel, 1'800 m
Sedrun	6.8 km long	Drill & Blast	access: tunnel, 990 m vertical shaft, 800 m
Faido	14.6 km long	TBM or Drill & Blast	access: tunnel, 2'650 m
Bodio	16.6 km long	TBM	

2 GEOLOGY

2.1 GENERAL GEOLOGICAL CONDITIONS

From the north to the south the Gotthard Base Tunnel will pass through the following tectonic units, see Figure 1:

- The Aar Massif
- The Tavetsch Intermediate Massif
- The Gotthard Massif
- The Penninic Gneiss Zone

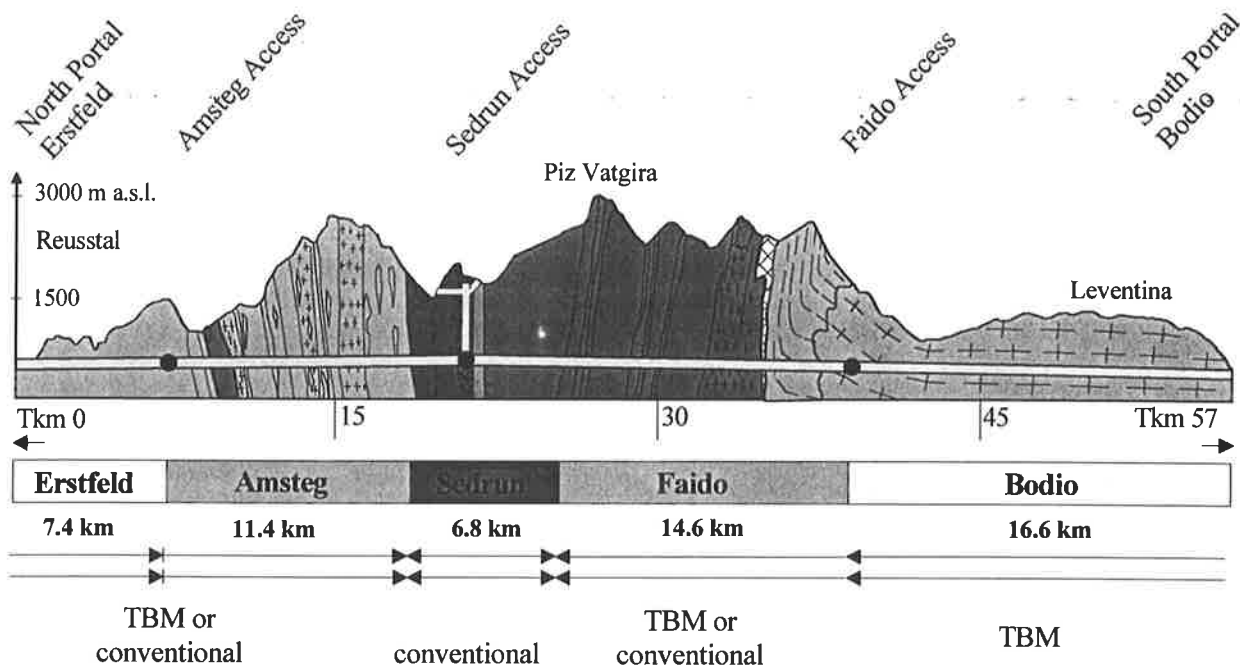


Figure 1. Longitudinal section along the Gotthard Base Tunnel

Due to the geotechnical characteristics the three main geologic units (Aar Massive, Gotthard Massive and the Penninic Gneiss Zone) are unlikely to present any important technical difficulties during construction. These units consist mainly of igneous and metamorphic rocks with high strengths. More than 90% of the total tunnel length consists of these rock types. The main risks will be rockbursts due to the high overburden, instability of rock wedges and water inflow. The most difficult tunneling is expected to be in the Tavetsch Intermediate Massif and in the Urseren-Garvera Zone which are both part of the Sedrun lot. The rocks are considered to be of low strength and high deformability.

2.2 GEOLOGICAL CONDITIONS AT SEDRUN

In the period from 1995 to 1998, two deep inclined exploratory boreholes were drilled in the southern and northern part of the Tavetsch Intermediate Massive, each with a length of nearly 2000 m (see Figure 2). Both borings reached the level below the future tunnel and supplemented three older, shorter boreholes. As a result of all these investigations, an unfavorable zone of about 1.1 km length was estimated where about 70% consists of weak rocks with a high squeezing potential.

The distribution of the rock types in the Sedrun section is shown in Table 1.

Lithology	Percentage of total length %
Hard rock formations with brittle failure expected	
Quermuskovite Gneiss	29
Soft rock formations with ductile failure expected	
Schist	8
Phyllite	1
Kakiritic* rock formations with ductile failure expected	
Kakiritic Gneiss	24
Kakiritic Schists	14
Kakiritic Phyllite	1
Plastic Kakirit	23

* The term kakiritic rock can be understood to include (ultra)cataclastic rock, fault breccia and fault gouge.

Table 1. Distribution of rock types in the Sedrun section

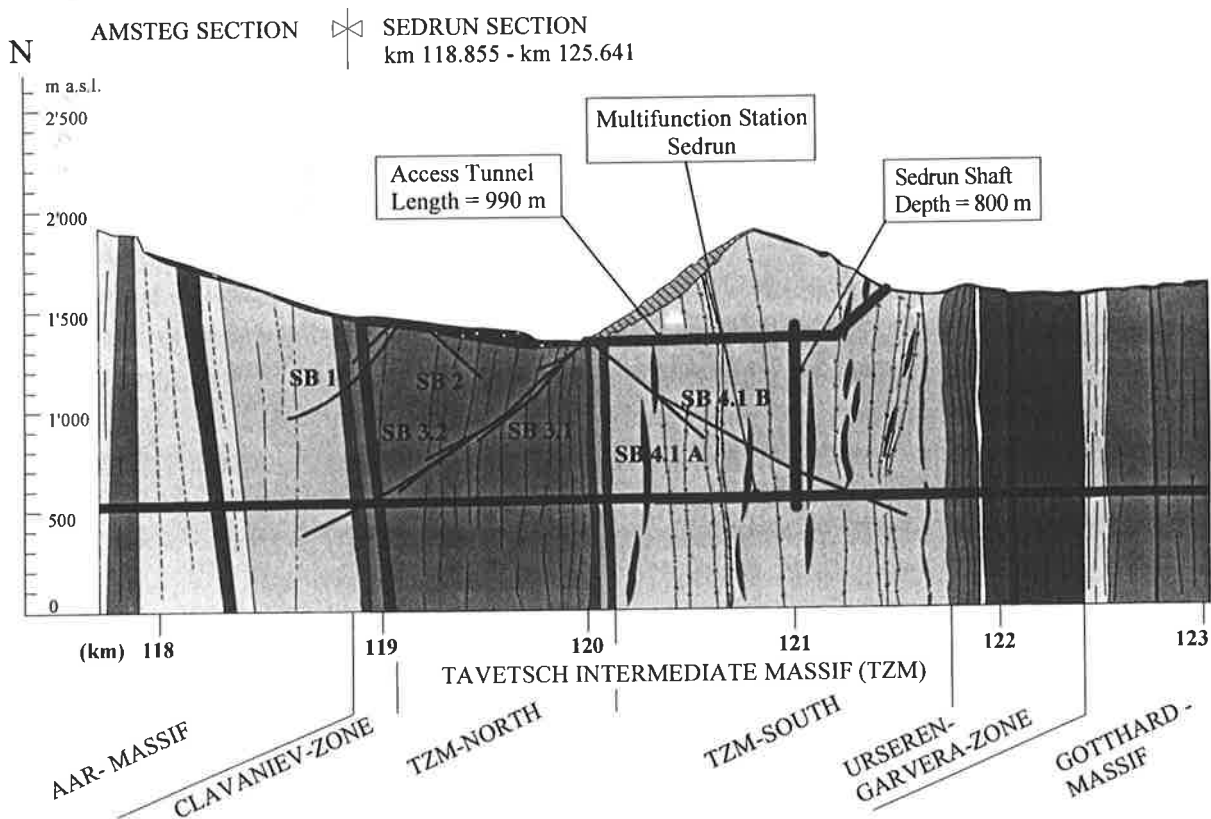


Figure 2. Longitudinal geologic profile of the Sedrun section

3 CONSTRUCTION LOT SEDRUN

Due to the unfavorable geology, the construction lot Sedrun will have a decisive influence on the construction schedule of the overall Gotthard Base Tunnel. The following structures are part of the Sedrun construction lot, see also Figure 3:

- 990 m long access gallery and a 400 m long ventilation gallery
- two 800 m deep vertical shafts (main shaft only shown)
- caverns for installations at the top and bottom of the shafts
- multifunction station at the shaft base
- 6 kilometers of the main tunnels
(4 km to the south and 2 km to the north)

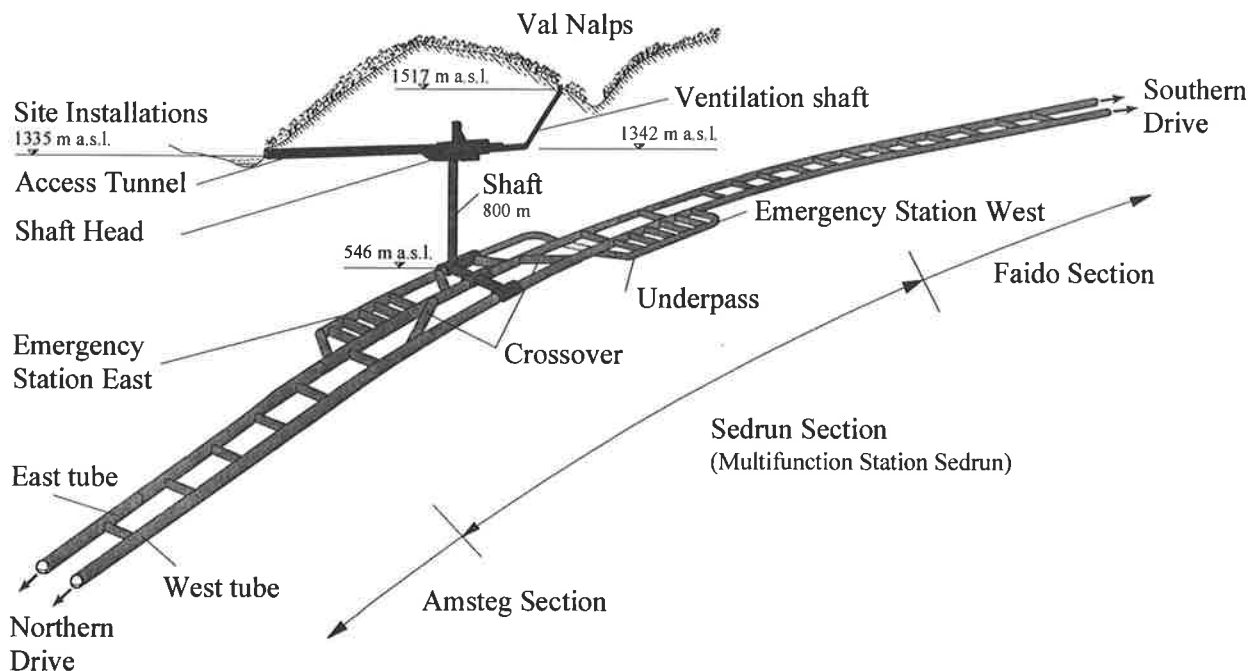


Figure 3. General layout of the Sedrun lot

The main shaft at Sedrun is 800 m deep with an excavated diameter of 8.70 m and an inside diameter of 7.90 m. The sinking of the shaft, carried out by drill and blast, was finished in March 2000.

Recently, a second shaft with an excavation diameter of about 4.0 m has been planned and tendered as part of the major construction lot. The shaft will be constructed 30 m south of the main shaft by using a Raise-Drill plant. In the construction stage it will provide for the removal of exhaust air and for increasing the redundancy of the contractors power and communication supply.

4 DESIGN APPROACH

4.1 GEOLOGIC ASSESSMENT

4.1.1 GENERAL

The prediction of the geologic and geotechnical conditions down at tunnel level are limited due to the depth of the tunnel, lying over 900 metres below the surface, and the high variability of the geology along the tunnel. Computational methods are not sufficiently reliable for such complex structures as expected especially in the Tavetsch Intermediate Massif and the Clavaniev Zone. Therefore, the planning and construction design becomes of increased importance for the Sedrun Section.

Based on the geologic prediction, the design engineer made a construction assessment of the geology in such way that he reduced the natural, extremely complex geological conditions to simple, transparent models. These rock mass models are used to define the expected rock behaviour and to show from it the relevant hazard scenarios during and after the tunnel construction. The assessment took place in close cooperation with the project geologist and included the following steps:

- Classification of the rock mass in homogeneous zones, based on the longitudinal geologic-geotechnical profile
- Definition of the rock mass model for each homogeneous zone
- Definition of the decisive hazard scenarios and their intensity for each homogeneous zone

4.1.2 HOMOGENEOUS ZONES

In a homogeneous zone, the rock behaviours are as far as homogeneous as they lie within a characteristic band width. For the Tavetsch Intermediate Massif and the Clavaniev Zone a total of 13 homogeneous zones were defined.

4.1.3 ROCK MASS MODEL

The decisive parameters for the rock mass model consider the structure of the rock mass, the overburden, the mechanical behaviour of the rock corresponding to the defined rock classes and the influence of water. It is obvious that, especially in the Tavetsch Intermediate Massif and Clavaniev Zone, the structure model represents a strong simplification of the lithologic variability and thin layers partly occurring. But for analysing the squeezing rock it concerns a needed and appropriate simplification.

After modelling the geologic structure, the representative rock types were assigned to the homogeneous zones. The mechanical behaviours of each rock type were characterised by the deformation and strength behaviours. The rock mechanical parameters has to be defined in a sufficiently comprehensive band width in order to ensure a correct constructional assessment.

Concerning the ground water, the factors that generally have to be considered are the type of water flow (joints, pores), the permeability of the rock mass and the initial ground water table respectively water pressure. In the Tavetsch Intermediate Massif and the Clavaniev Zone the pore water pressure is primarily relevant. The kakirite rock zones are completely filled with water and the initial water pressure at tunnel level can be up to 8 MPa, meaning 800 m under the ground water table. Based on the deep exploration boreholes, the permeability of the kakirite rocks in the Tavetsch Intermediate Massif are expected to be low. The K-value should range between 10^{-8} m/s and 10^{-10} m/s.

The influence of the pore water pressure on the tunneling cannot be quantified yet, but is still part of ongoing analyses and comprehensive laboratory tests. From the phenomenological viewpoint, it can be stated that the pore water pressure will result in two effects:

- reduction of the effective normal strength in the rock mass
- additional flow forces in the rock mass due to the gradient building up after excavation or drainage

Both effects can force the phenomena of squeezing resulting in greater deformations or, by resisting the deformations, in higher rock pressure. In the rock mass model these effects are considered by assuming a higher squeezing potential.

4.1.4 HAZARD SCENARIOS

Using the above mentioned rock mass models, the relevant hazard scenarios were analysed and assessed. Such a hazard scenario comprises a combination of different risks which can reduce the safety of the construction workers and the machines as well as of the tunnel stability. The definition of hazard scenarios allows a logical assignment of the different support types to the varying geotechnical conditions, respectively to each previously defined homogeneous zone.

For the most challenging Tavetsch Intermediate Massif and Clavaniev Zone a local high intensity of the following hazard scenario are expected:

- Squeezing rock
- Instability of the tunnel face
- Rock fall and wedge failure in the crown

The phenomena of squeezing rock can lead to high rock deformations, in the radial direction as well as at the tunnel face, or to high rock pressure by limiting the rock deformations. The appropriate hazard scenarios are:

- Unacceptable convergences of the rock mass at the tunnel face and in the cross-section before setting the rock support and/or using support that is too weak
- Failure or overloading of the rock support or the final inner lining

These effects represent slow procedures and, therefore, will have no influence on the safety of the construction worker, provided that the rock support is not too stiff and the deformations are monitored by an appropriate method.

On the other hand, the tunnel face instabilities can lead to safety problems, for example in the following situations:

- Sudden failure of the tunnel face by buckling if passing heterogeneous layers or if crossing from stable rock into squeezing rock
- Sudden failure of the tunnel face if crossing from nearly impervious rock zones into pervious zones with high water pressure (high gradient)
- Ground loosening at the crown

4.2 DESIGN CONCEPT

The following general requirements were given by the Employer and had to be considered in the design concept:

- Double shell lining with umbrella sealing
- Rock support not to be used for the final lining

In the Tavetsch Intermediate Massif and Clavaniev Zone, a circular profile was defined for the single track tunnels. This circular form will provide the highest bearing capacity of the temporary rock support as well as of the inner lining.

The supply of the four tunnel faces through the 800 m deep vertical shaft and the geologic conditions expected, especially in the Sedrun section, exclude the use of a tunnel boring machine (TBM). Therefore, a conventional drill and blast has been foreseen in more favourable parts of Sedrun and an excavator in the poor rock zones.

In the whole Sedrun section, even in the Tavetsch Intermediate Massif and Clavaniev Zone, only fullface excavation has been planned. Normally, in poor rock it is usual to separate the tunnel face into several smaller parts. But in squeezing rock as expected there is the need to achieve the circular profile form and the completion of the ring support as fast as possible. The heading drivage is not feasible in stronger squeezing rock as the unfavourable profile form would cause stress concentrations and high deformations around the cross-section.

The analysis with the characteristic line method has shown that for equilibrium reasons a stiff support without previous deformations would need a very high support capacity. This capacity cannot be achieved by conventional support elements. Therefore the support concept for the Tavetsch Intermediate Massif and the Clavaniev Zone is based on two different principles. In the first stage the rock support should allow a controlled deformation of the rock mass around the cross-section within the range of the over-excavation. After that, the deformation phase will be followed by the resistance principle. The sufficiently dimensioned rock support should be able to avoid further deformations.

The support measures should be designed such that even in the "poorest" rock zones a high degree of mechanisation for the excavation work is possible. In more favourable rock formations the concept of the chosen procedure should retain the validity such that the individual measures can be adjusted in their intensity .

The instability of the tunnel face and inadmissible convergences are announced by time-dependant and previous rock deformations. The measurement of the displacements at the tunnel face as well as radial deformations around the circumference of the cross-section will provide useful information for the assessment of the rock conditions and the need of rock support. With all these measures the overall amount of rock support can be optimised.

5 SUPPORT CONCEPT FOR THE MAIN TUNNEL

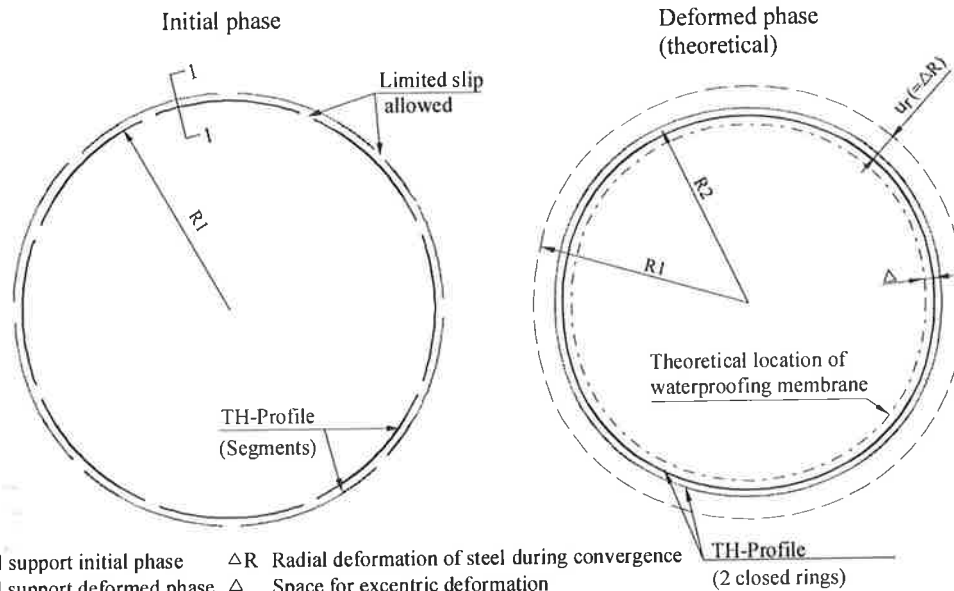
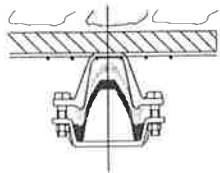
5.1 SEDRUN NORTH TUNNEL

The construction concept has to ensure the safe construction of the tunnel considering all hazard scenarios, referred to in chapter 4. The selected construction concept for squeezing rock consists of the following basic elements in order of their importance:

- Circular tunnel cross section
- Full face excavation
- Systematic anchoring of the face
- Deliberate over-excavation to accommodate the convergence
- Steel ribs (two rings with sliding connections)
- Pattern bolting of tunnel perimeter

The design of the strongest support type uses the maximum load capacity of the heaviest available steel ribs (see Figure 4). The result is a support type with a rock design load of 3 MPa and a deformation capability of max. 70 cm radially behind the face. Additional support types with lower capacities have been defined following the same design principles as for the strongest type. This family of modular support types allows high flexibility in the tunnel construction.

Section 1-1



Legend: R1 Radius steel support initial phase ΔR Radial deformation of steel during convergence
 R2 Radius steel support deformed phase Δ Space for excentric deformation
 u_r Allowable radial deformation

Figure 4. Design principle for the steel ribs

One round of excavation in squeezing rock will typically consist of the following steps (see Figure 5):

- Full face excavation with advance length of 1.0 m
- Immediate sealing of the excavated surfaces with fiber-reinforced shotcrete
- Erection of steel ribs with specialized equipment
- Pattern bolting of excavation perimeter
- Every 6 m an additional group of 18 m long face anchors will be placed.

Monitoring of the excavated tunnel and probe drilling in advance of the face are considered an extremely important part of the tunneling concept. Probe drilling with the drilling equipment or with preventer-protected core drilling will provide additional information regarding the rock mass. Displacement of the excavated tunnel perimeter will be monitored with the aim of optimizing the rock support.

After the radial deformations have stopped or after the sliding connections in the steel ribs have closed, additional shotcrete lining will be applied. It's purpose is to create a smooth base for the impermeable membrane and to stabilize the steel ribs against buckling.

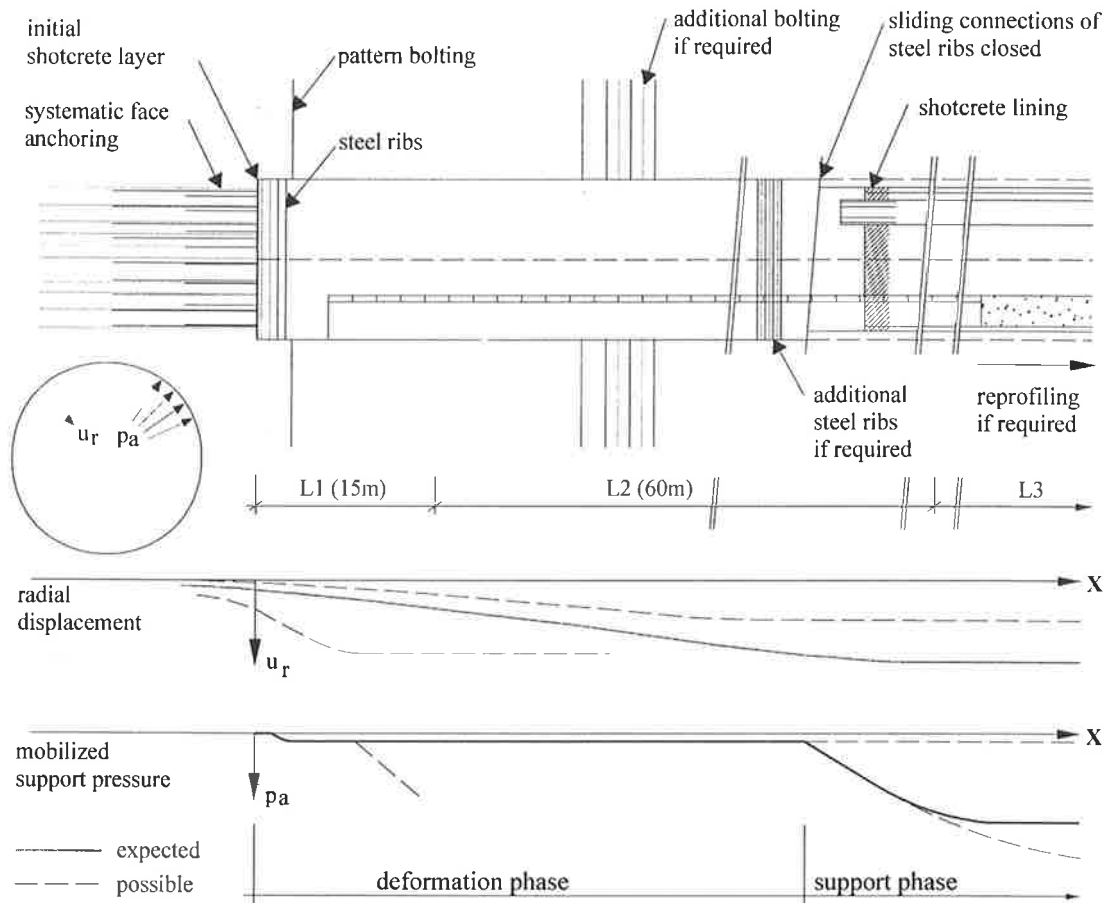


Figure 5. Design concept for Sedrun North Tunnel (deformations and support pressure)

In a second working location several 100 meters behind the face, the waterproofing work and the concrete work for the inner lining with a thickness from 30 to 120 cm will be completed.

The construction of the permanent drainage and of the concrete track slab will finish the civil works. The installation of the rails and the electromechanical equipment will follow.

In addition to the standard support types, special measures have been defined to cover unexpected geological conditions. The special measures include:

- Drainage holes
- Grouting
- Additional anchors in the working face
- Re-profiling of the excavation perimeter

5.2 SEDRUN SOUTH TUNNEL

The South Tunnel will mainly be constructed in sound rock masses. The normal rock support consists of radial rock bolts and shotcrete. Only occasionally will steel ribs be required.

One special zone is the crossing of a 25 m thick fault zone close to the Nalps arch dam. With long pre-emptive-protected probe drillings the fault zone will be explored in advance of the face. In the project, construction of a grouted zone with a 50 m diameter is foreseen to ensure safe excavation of the tunnel.

A monitoring system in the tunnel and at the ground surface will measure deformations over an extensive area. This monitoring system should help to refine the construction procedure and to avoid any damage of the Nalps concrete arch dam.

ABSTRACT

The 57 km long Gotthard Base Tunnel will be divided into five construction lots. In the center part long stretches of squeezing rock are predicted in the 6.5 km long Sedrun section. The main hazards expected there are plastic rock deformations and instabilities at the face due to rock bursts and groundwater pressure. The main tunnels in the Sedrun section will be excavated by drill and blast or, in weak rock, by excavators.

The rock support concept for the most difficult ground conditions is based on full face excavation with systematic support of the face and control of convergence using a steel lining with sliding joints as well as systematic rock bolting. The chosen construction method allows radial deformations of up to 70 cm in extreme cases and, after closure of the joints, the steel lining can provide support pressure up to 3 MPa.

A number of rock support types with varying support capacity have been defined which are based on a flexible modular system. The required support types have to be available at the site throughout the construction period in order to react suddenly to changing geologic conditions.

In addition to these systematic measures, a comprehensive catalogue of special measures was defined to cope with unexpected occurrences, e.g. high water pressure. It comprises primarily drainage drillings ahead of the face, injection grouting or, in case of high deformations, re-profiling.

The decision of special measures to be used for each excavation stage will be based on systematic probe drilling ahead of the tunnel face and on the experience gained from the previous excavation.

REFERENCES

- Kovári K., Amberg F., Ehrbar H.: "Mastering of squeezing Rock in the Gotthrad Base Tunnel",
World Tunnelling, June 2000
- Ehrbar H., Pfenninger I., 1999, "Umsetzung der Geologie in technische Massnahmen im Tavetscher
Zwischenmassiv Nord", Conference Paper GEAT , ETH Zurich
- Kovári K., Amberg F., Ehrbar H., 1999, Tunnelbau in druckhaftem Gebirge - Eine Herausforderung für
die neuen Alpentransversalen, X. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik, Bochum.
- Kovári K., Amberg F., Ehrbar H., 1999 "Tunneling in Squeezing Rock – A Challenge for the new Alpine
Transversals", 9th Int. Congress in Rock Mechanics, Paris
- Kovári K., 1998. Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Tunnel 5/98: 12-31, München

YIELDING PILLAR DESIGN VID PYHÄSALMI NYA GRUVA

Yielding Pillar Design at Pyhäsalmi New Mine

Jukka Brusila, Outokumpu Mining Oy, Pyhäsalmi gruva

Matti Hakala, Gridpoint Finland Oy

Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan i Helsingfors, Laboratoriet för bergteknik

Outokumpu Mining håller på och bygger en helt ny gruva vid Pyhäsalmi gruva, där brytning påbörjades 1962. Den nya gruvan är mellan nivåerna +1050 och +1400 meter under markytan. Den planerade uppfordringen för de närmaste tolv åren är cirka 1,3 miljoner ton per år. Den viktigaste brytningsmetoden kommer att bli skivpallbrytning med cementerade bergfyllpelare. Den genomsnittliga storleken på brytningsrummen blir cirka 70 000 ton.

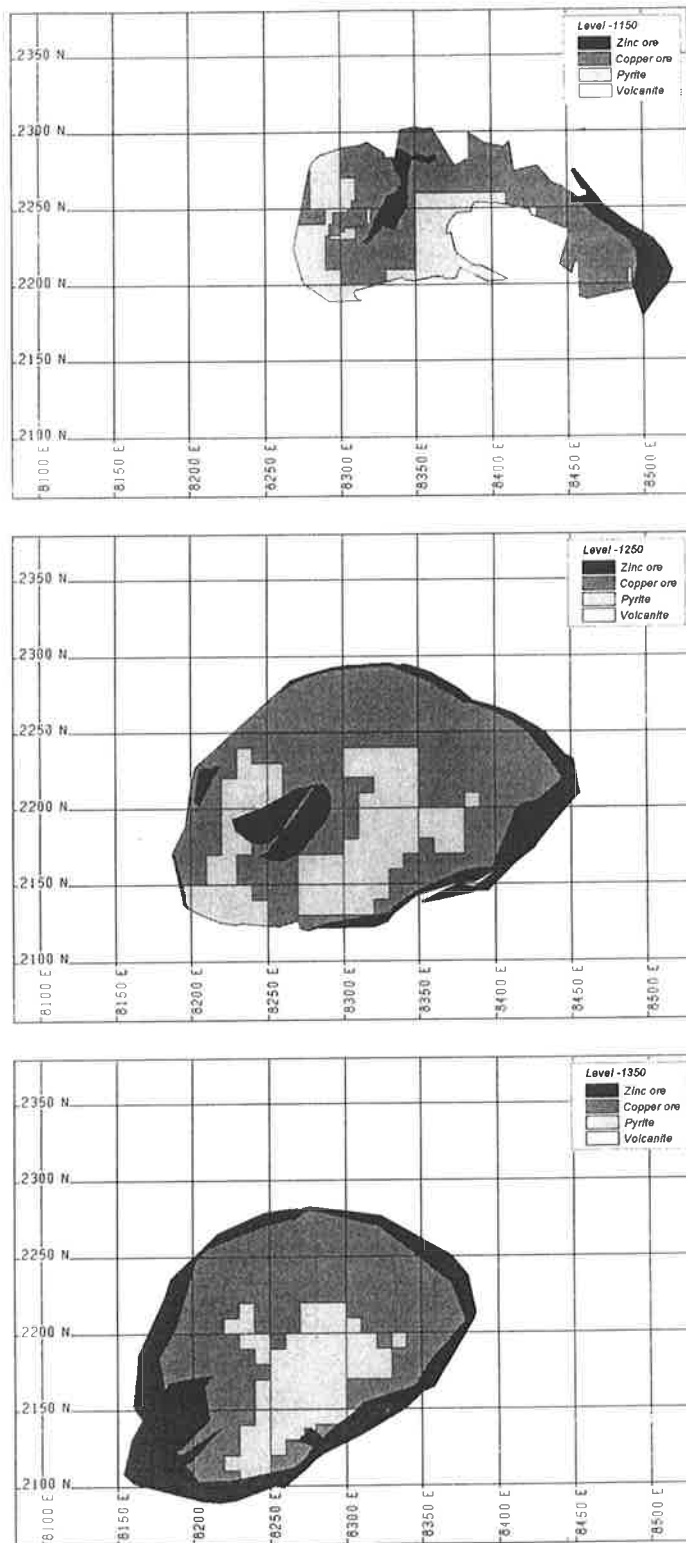
Inom det nya gruvområdet är den massiva sulfidmalmen omringad av vulkaniskt sidoberg. Bägge bergarterna är sparsamt frakturerade ($GSI > 80$), och kontakten är mestadels frisk, endast vid några ställen finns talk och sericitkvartsiter. Den uppmätta in-situ spänningen är relativt hög, 65–80 MPa, vilket ger ett in-situ spänningstryckhållfasthet-förhållande för intakt bergmassa på mellan 0,5 och 0,85 inom malmkroppen.

I dessa förhållanden planerade man påbörja brytningen från bottennivån, och fortsätta simultant i både horisontal och vertikal ledning i pilform genom bruk av primära och sekundära brytningsrum. De sekundära brytningsrummen är vertikala pelare mellan de primära brytningsrummen. De är planerade att ge efter vid spänningskoncentrationer orsakade av de primära brytningsrummen.

Genom denna metod kan brytning utföras i gynnsamma spänningsförhållanden, och man väntar stabil deformation i stället för höga spänningskoncentrationer. Yielding pillar design baserades på analys av uppföljda testpelare på +1250 nivån. Geologin orsakade även mera variation i design, då längden och riktningen av den deformande pelaren varierar kontinuerligt.

1. DEN NYA GRUVAN

Den nya malmkroppen börjar från +1050-nivån under markytan, och går ända ner till +1410-nivån (figur 1). Malmen är veckad med en massiv pyritmalmkärna omringad av kopparmalm och zinkmalm. Malmkroppens övre del är stryker i öst-västlig riktning, och den ekonomiska mineraliseringen finns huvudsakligen på norra sidan av pyritkärnan. Nedåt vänder sig malmkroppen motsols, och den ekonomiska delen blir bredare. Under +1275-nivån stryker malmkroppen nordost-sydväst, och den ekonomiska mineraliseringen är skålformad runt pyritkärnan (figur 2). Den allmänna stupningen i



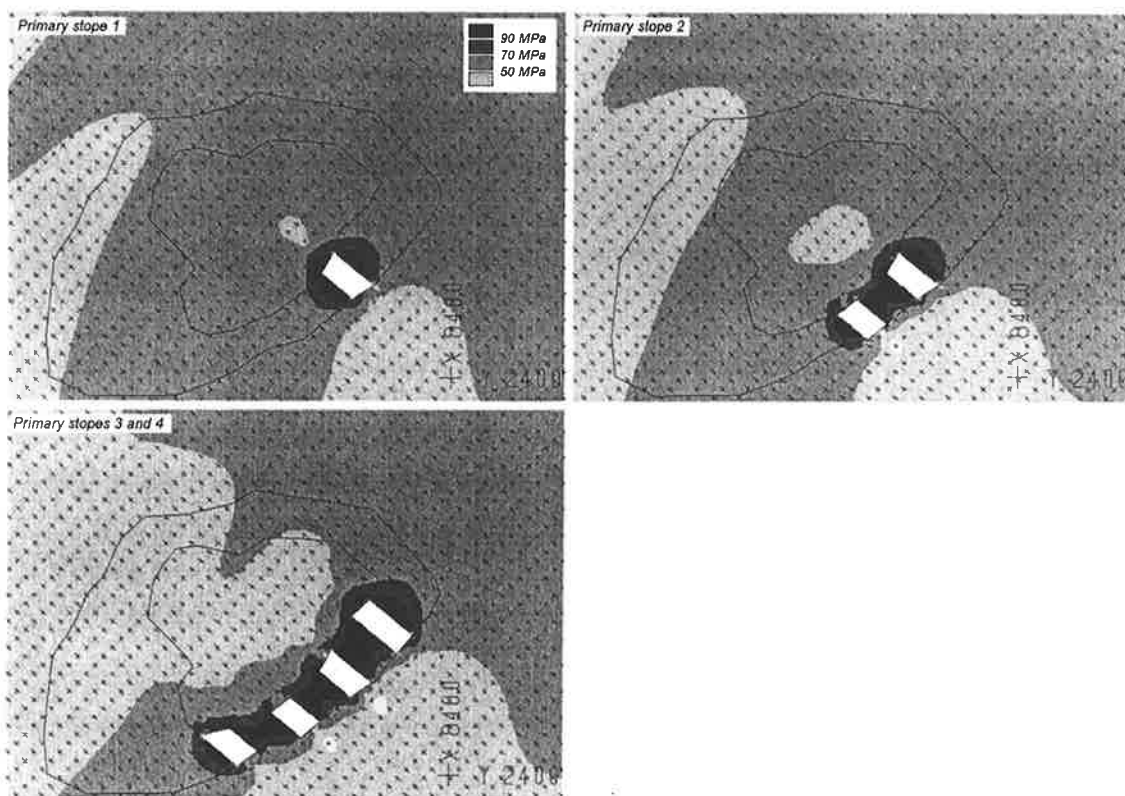
Figur 2. Horisontalsektioner tvärs den nya gruvan.
Plan cross sections of new mine.

2. BRYTNINGSMETOD

Skivpallbrytning med cementserade fyllpelare valdes som brytningsmetod på grund av tidigare erfarenheter från den gamla gruvan. Pallhöjden är 25 meter och den typiska storleken på brytningsrummen är 18 meter breda, 25 meter långa och 50 meter höga.

Höga bergspänningar kan orsaka problem, varför man valde horisontalt och vertikalt fortskridande brytning med primära och sekundära brytningsrum. Detta tillåter brytningen av ett stort antal primärrum i nästan in-situ spänningstillstånd. De sekundära brytningsrummen är planerade att ge efter före brytningen, så att spänningskoncentrationerna systematiskt styrs bort från det aktiva området (figur 3).

Före brytningen av sekundärrummen fylls primärrummen med cementserad bergfyll. Slutligen fylls de sekundära brytningsrummen med bergfyll. Den här principen minimerar mängden öppet rum, som är ett potentiellt rasområde, och stöder samtidigt omgivande bergmassa. Brytningen planerades att påbörjas från bottennivån, men produktionskrav har påtvingat brytningsstart till nivåerna +1250 och +1150.



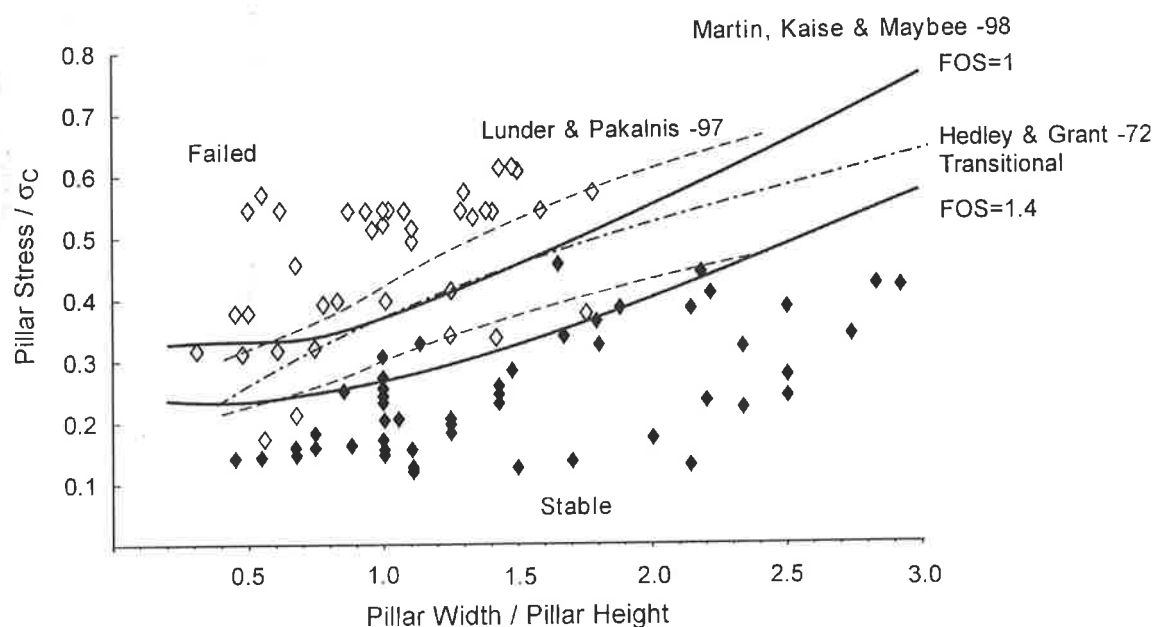
Figur 3. Tredimensionella analysresultater för den elastiska deviatoriska spänningsdistributionen vid framskridande brytning.
3D – analysis results of elastic deviatoric stress redistribution with advancing mining.

3. PLANERINGSPRINCIPER

För preliminär yeilding pillar design måste man känna till storleken på primära brytningsrum, storleken och riktningen för in-situ-spänningar, bergmaterialets hållfasthet samt sprickegenskaper eller bergmasskvalitet. Vidare behöver man brytnings- och övervakningssekvensen för att kunna analysera den uppmätta responsen och kalibrera kalkyleringsmodellen och planeringsmetoden.

4. PRELIMINÄR PLANERING

Som en del av bergmekaniska studier för den nya gruvan (Hakala et al., 1999) blev en preliminär planeringsmetod för horisontella "yeilding pillars" utvecklad. Hoek-Brown spröd hållfasthet kriterium, introduserat av Martin et al. (1998), accepterades för bergmassan i pelare. Martin et al. (1998) har jämfört detta kriterium med tidigare kriterier och fältmätningar (Figur 4).

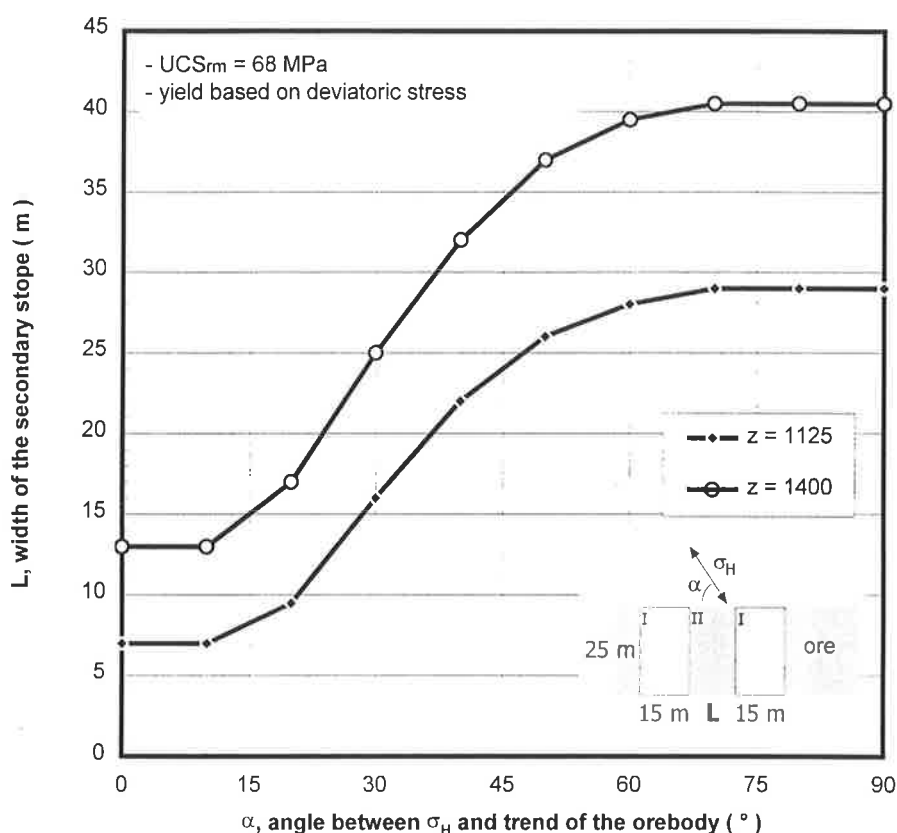


Figur 4. Jämförelse mellan stabilitetskurva för pelare och Phase 2 modelleringsresultat vid användning av Hoek-Brown spröda parametrar (Martin et al. 1998).
Comparison of the pillar stability graph and Phase 2 modeling results using the Hoek-Brown brittle parameters (Martin et al. 1998).

Planeringsmetoden som utvecklades optimerades för bergförhållanden i Pyhäsalmi, med hänsyn till storlek av primärrum, berghållfasthet och riktning av in-situ spänningarna. Beräkningarna gjordes med 3D finite difference kod FLAC3D (Itasca, 1997). Den kri-

tiska pelarbredden bestämdes med hjälp av en elastisk spänningsanalys, efter att man först hade kontrollerat giltigheten av denna förenkling med några elastoplastiska simuleringar (figur 5).

I dessa beräkningar förutsatte man att den genomsnittliga hållfastheten för massiv malm var 68 MPa och att den största horisontella in-situ spänningen varierade mellan 65 och 80 MPa. Den minsta horisontalspänningen var mellan 37 och 51 MPa, och vertikalspänningen mellan 29 och 41 MPa. Den genomsnittliga malmtjockleken var 25 meter och höjden för brytningsrum 50 meter.



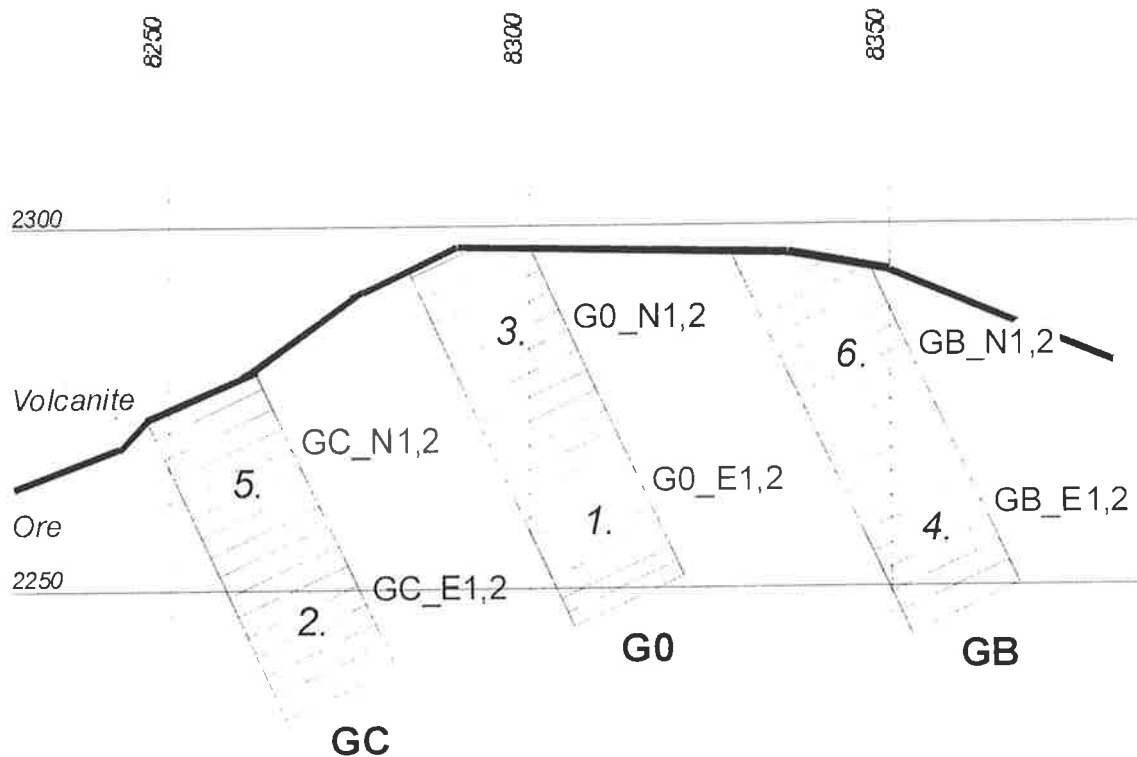
Figur 5. Dimensionering av bredd för sekundära brytningsrum som funktion av riktningen på in-situ spänningar.
Dimensioning of secondary stope width as a function of in situ stress orientation.

5. BRYTNING AV G-OMRÅDET

Brytningsrummen i G-området ligger mellan nivåerna +1200 och +1250. I det här området varierar malmbredden mellan 35 och 50 meter, som blir totallängden på brytningsrummen. Omfattande laborietester och fältkarteringar gav malmen en uniaxial

tryckhållfasthet på 105 MPa med en standardavvikelse på 41 MPa (n=49), och ett GSI-värde över 90. Nya in-situ spänningsmätningar visade, att den största huvudspänningen in-situ på +1400-nivån var 75 MPa i stället för 80 MPa.

Med dessa fakta som grund valde man 25 meter till bredd på de sekundära pelarna. Man var tvungen att ta ut de primära brytningsrummen i två delar på grund av den breda malmen (figur 6). Den genomsnittliga panellängden var 3 meter.

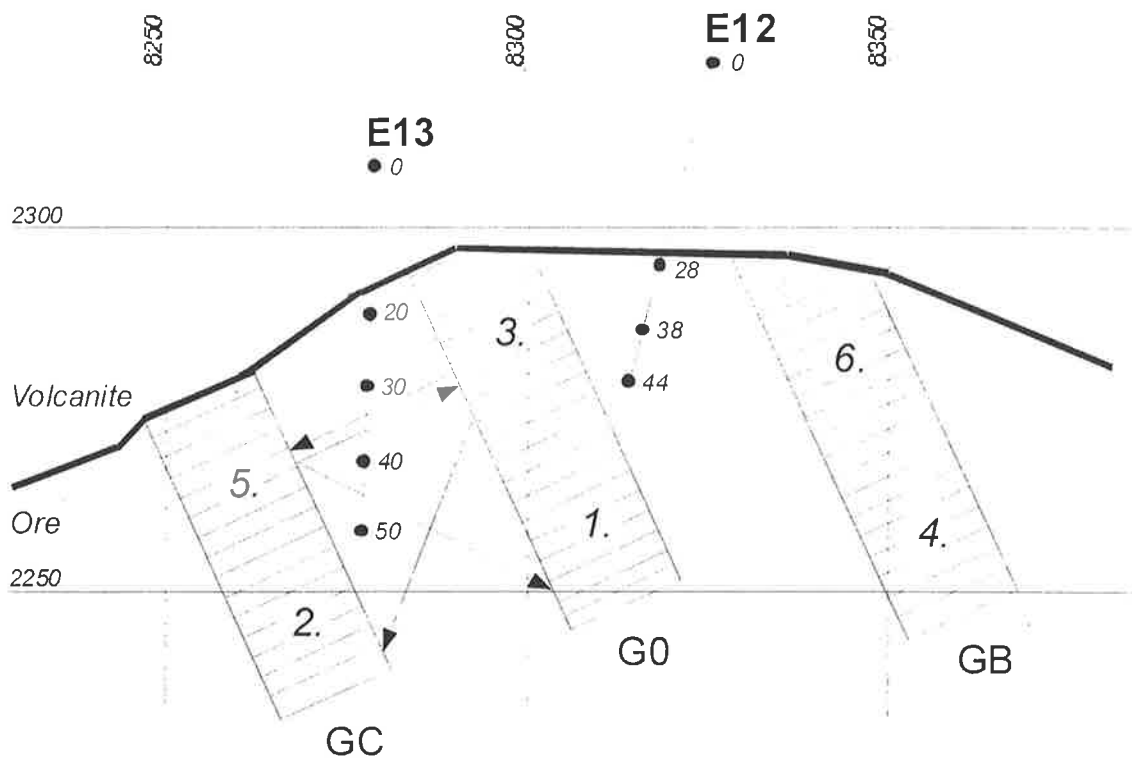


Figur 6. Brytnings- och fyllningsfaserna för de tre första primärrummen i G-området.
Excavation and backfilling stages of first three primary stopes in G-area.

Man installerade två horisontella extensometrar på +1225-nivån för att kunna följa med brytningsrespons och pelardeformation (figur 7). Riktningen av extensometrarna var inte den mest gynnsamma för tolkningar, eftersom tillgängligheten runt brytningsrummen var begränsad av brytningsföljden. Extensometrarna avlästes manuellt efter varje salva.

För att visuellt kunna inspektera deformationseffekter och brytningsstörningar genom-borrades pelaren mellan de första två primärrummen med två horisontella diamantborrhål under de två brytningsfaserna. Under första fasen antogs pelaren vara mest elastisk, och i den senare fasen möjligen plastisk.

Ett antal noggranna avvägningpunkter installerades i taket på det första primärrommet för att kontrollera vertikala deformationer i takytan. Brytnings- och fyllningsaktiviteter begränsade avläsningen av dessa punkter under arbetet. Störst intresse väntas från avläsningarna efter fyllningen.



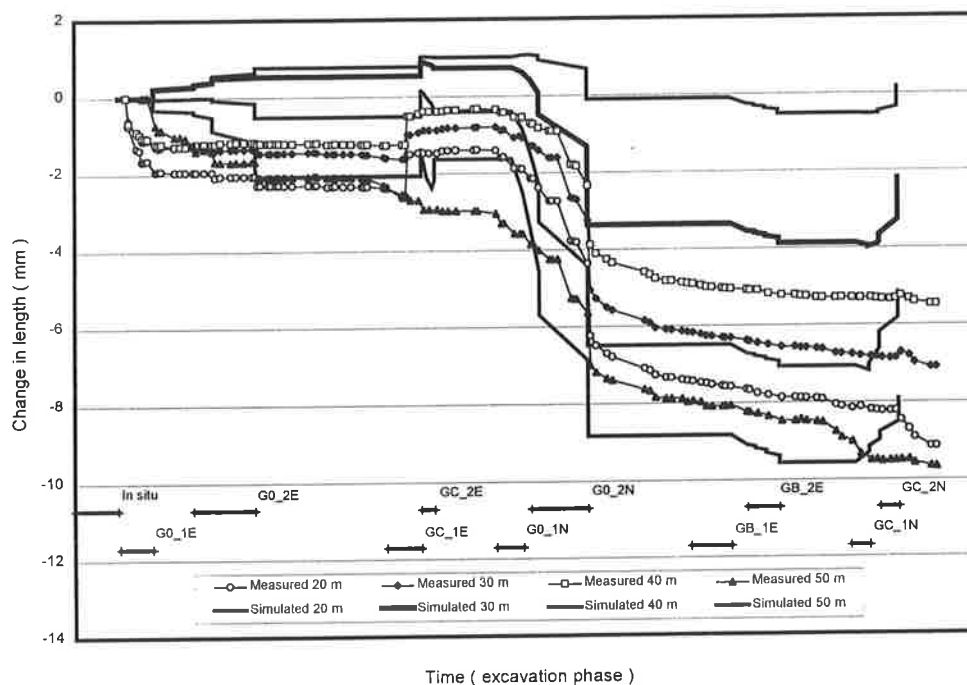
Figur 7. Extensometrarnas och diamantborrhålens läge på nivå +1225.
Location of extensometers and inspection core drilling holes on +1225 level.

6. ANALYS

Analysfasen påbörjades under brytning av det tredje primärrommet. De uppmätta extensometerresultaten var generellt vettiga utan någon felfunktion eller större förändring, och gav därigenom ett bra underlag till analys.

Diamantborrhålen genom pelaren visade inget klart visuellt bevis på större deformation, sprickdensiteten var praktiskt taget densamma både före och efter brytningen av primärrommen. I varje kärna var de första en till två metrarna närmast orten eller rummet tätare spruckna, främst på grund av direkt brytningsskada. Ett annat gemensamt fenomen i alla kärnorna var sprickbildning tvärs kärnaxeln, som sannorligt orsakats av spänningarna, dvs. "core discing". Sprickorna ligger inte tätt, och ytorna har glidit mot varandra under borrhningen, vilket gör tolkningen svårt.

Av de två extensometrarna visar endast nummer 13 något bevis på plastisk deformation. Rummen på båda sidorna av pelaren är fullt uttagna. Däremot är vid extensometer nummer 12 bara ena sidan (rummet) uttaget. Den möjliga plastiska deformationen kan ses när man jämför de uppmätta värden med elastiska simuleringsresultat (figur 8). Två tecken syns nämligen tidsberoende deformation mellan brytningsfasen G0-2N och GB-1E och ett oelastiskt beteende när den norra delen av GC tas ut. De uppmätta deformationerna under brytningen av G0-1E är troligen ej orsakade av brytningen utan av härdningen av cement i extensometerankarna.

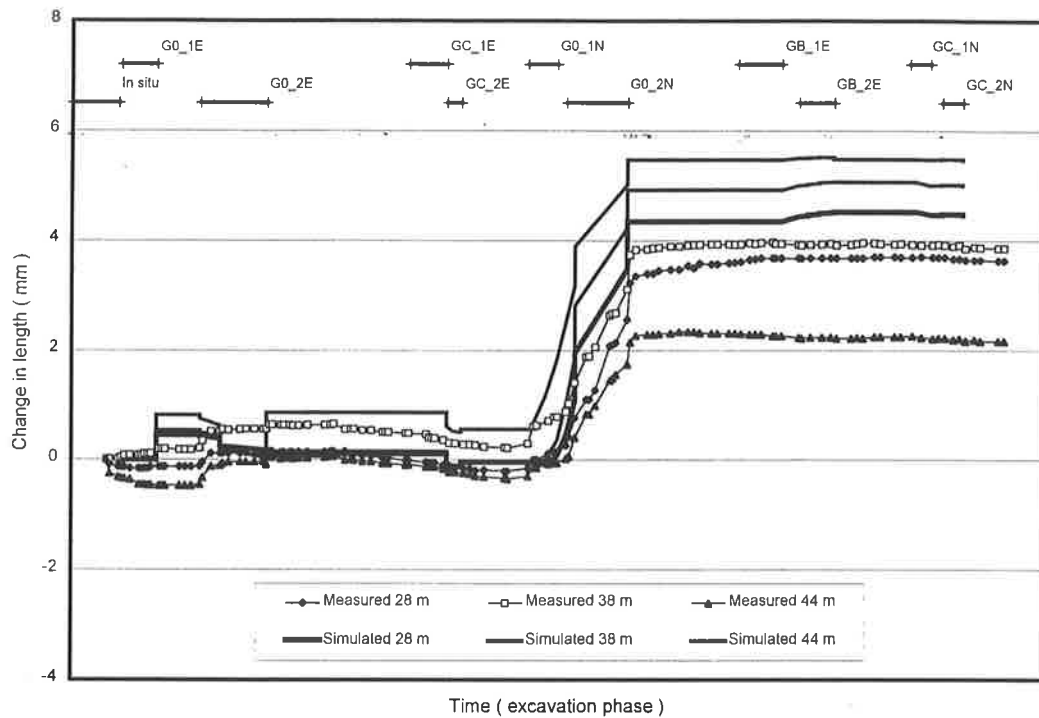


Figur 8. Resultat från extensometer 13 jämfört med den elastiska simuleringen.
Readings for the extensometer 13 and the elastic simulation response.

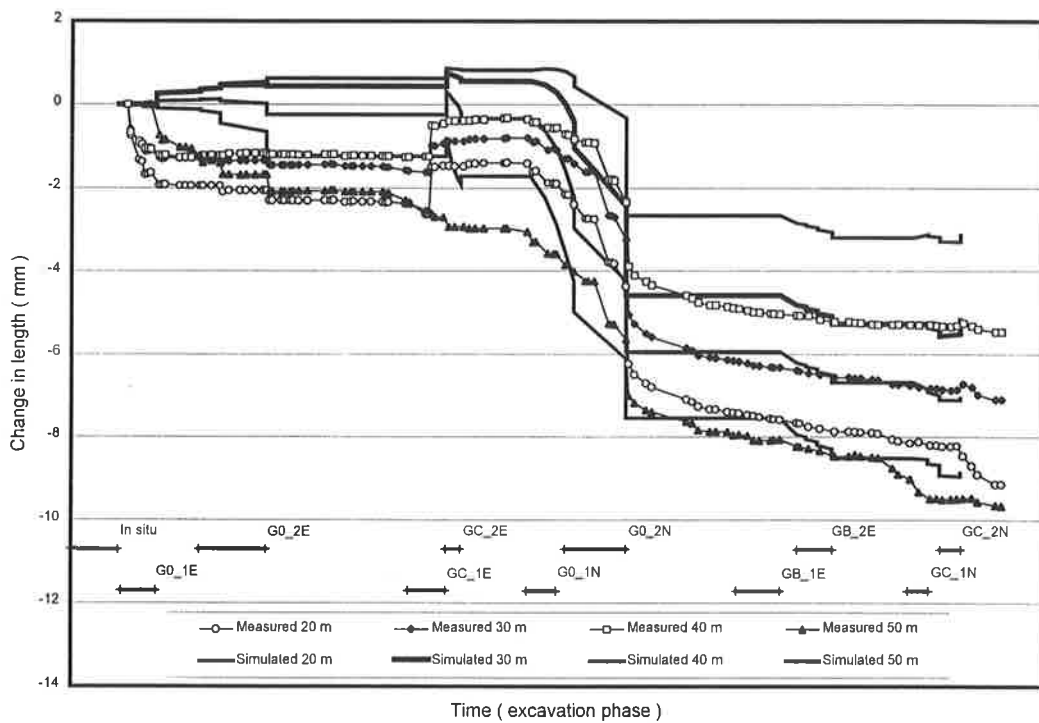
Simuleringarna för analysen påbörjades med både 3D- och 2D- modeller. Brytningsresponsen på +1225-nivån visade vara tvådimensionell nog för att motivera en fortsättning av parameterstudier med endast 2D-simuleringar (Itasca 2000). Detta medförde en markant inbesparing i simuleringstid.

Under första fasen bestämdes de elastiska egenskaperna för malmen genom elastiska simuleringar. För detta använde man de tidigare mätresultaten där mindre deformation runt brytningsrummet väntades äga rum. Vidare estimerades hållfasthet- och bruten tillstånd-parametrarna genom iteration för att bäst motsvara det uppmätta beteendet.

Analysresultat visade att elastiska och hållfasthetsvärden vid sparsamt sprucken malm ligger nära laborativvärdena. Bruten tillstånd-hållfastheten ligger mellan 50 och 100 % av den maximala hållfastheten (figur 9).



a.



b.

Figur 9. Resultat från extensometer 12 (a) och 13 (b) jämfört med bästa simuleringsresultat.
Readings for the extensometer 12 (a) and 13 (b) and the best fit simulation responses.

7. SLUTSATSER

Parametrarna, såsom de här har bestämts ger att sekundärpelaren mellan G0 och GC har en plastisk genom pelaren varigenom den maximala spänningen sjunker till minst in-situ värdet.

Arbetet har visat, att tämligen bra simuleringsrespons kan uppnås med relativt enkla elastiska–fullt plastiska modeller. Å andra sidan ser simuleringsresultatet ut att vara mycket känsligt för den rätta geometrin och vettiga fyllparametrar.

Ett större antal eller bättre riktade extensometrar kunde ha förbättrat pålitligheten av detta arbete. Likväl hade en eller två 3D-spänningsgivare i pelaren varit till hjälp i denna analys.

Kontrollen med de nuvarande extensometrarna kan fortsätta, när ett nytt primärrum tas ut på östra sidan av GB-rummet, och när de nuvarande brytningsrummen i G-området utvidgas uppåt. Ytterligare kan nya ”yeilding pillars” kontrolleras i högre spännings-tillstånd när brytningen påbörjas på bottennivån.

ABSTRACT

Outokumpu Mining Oy Pyhäsalmi Mine, started in 1962, is constructing facilities for the new mine between levels 1050 m and 1400 m below the ground surface. The planned ore hoisting for the next twelve years is approximately 1.3 million tons per year. The main mining method is sublevel stoping with delayed back filling. The average stope size is 85 000 tons. In new main area the massive sulphide orebody is hosted by volcanic host rock. Both rock types are sparsely jointed (GSI > 80) and the contact is mainly fresh but occasionally talc and sericite-schist exist. The measured in situ stress is relatively high, 65-80 MPa, leading to in situ stress-intact rock strength ratios of 0.5 to 0.85 in the ore body. In these circumstances the mining was designed to start from the bottom level and to be expanded simultaneously in to the horizontal and vertical direction in arrowhead shape using the primary and secondary stopes. The primary stopes will be back filled with cemented rock fill. The secondary stopes are vertical pillars between the primary stopes and are designed to yield by primary stoping stress concentration. By this method the stoping can be done in favorable stress conditions and smooth yielding instead of large areal stress concentrations are expected. The yielding pillar design was based on rock mechanical 3-D modeling and back analyzing of monitored test pillars at 1150 and 1250 levels. More complexity to the design method was added by the geology since the length and orientation of yielding pillar is changing continuously.

REFERENSER

Hakala M., Syrjänen P., Somervuori P., 1999. Pyhäsalmi New Mine, Rock Mechanical Study - Phase II (in Finnish). Gridpoint Finland Oy, Helsinki, Finland.

Itasca, 1997. FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, version 2.0. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA.

Itasca, 2000. UDEC Universal Distinct Element Code, User's Guid, version 3.1. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA.

Martin C.D., Kaiser P.K., Maybee G.M., 1998. A Failure Criterion for the Stability of Drifts and Pillars. CIM/AGM 1998. Montreal.

MAKROSEISMISK ÖVERVAKNING AV KIRUNA GRUVANS LIGGVÄGG

Footwall macro-seismic monitoring at the Kiruna Mine, Sweden

*Emmanuel Henry och Daniel Sandström, LKAB, FoU – Gruvteknik, Kiruna
Michel Plouffe och Martin Côté, CANMET, Val d'Or, Canada*

Sammanfattning

LKAB använder skivrasbrytningsmetoden för att bryta järnmalm i Kiruna gruvan där produktionsnivån ligger idag på ca 800 meter.

Skivrasbrytningen medför att både ligg- och hängvägg spricker upp och att ett utrymme med rasmassor bildas där malmen en gång funnits. Detta innebär att gruvan kan ses som en enorm spänningssköld som tvingar spänningar passera under produktionsnivån. I teorin medför detta stora spänningskoncentrationer runt produktionsnivån samtidigt som övre delen av liggväggsslänten avlastas. I och med att brytningen går mot större djup är risken stor att situationen försämras med större och större inducerade spänningsvariationer innan och efter produktionen har passerat en viss nivå. De fältobservationer som är gjorda styrker teorin, och visar att händelser inträffar allt längre ifrån malmkontakten, exempelvis har på senare tid infrastrukturer och öppningar fått tryckskador, pelare krossats och huvudstrukturer aktiverats. Sedan slutet av 80-talet har dessutom övre delen av liggväggen börjat rasa.

Ett försöksprogram i samarbete med CANMET, Kanada, har påbörjats i januari 2000 för att övervaka de här fenomenen med ett makroseismiskt system. Syftet är att testa metoden och försöka registrera seismiska händelser (energi frigörelser) vid t ex spänning inducerat smällberg eller glidning av strukturer i övre och nedre liggväggen.

Den här artikeln presenterar preliminära resultat bland annat i form av händelser-lokaliseringskartor. Dessa visar att en del av händelserna orsakas av glidningar mot befintliga strukturer, vilket i vissa fall kan bekräftas av fältobservationer. Även om förstudien inte är färdig förrän i maj 2001 kan man redan identifiera områden av intresse och definiera brytningens influens område ur seismisk synvinkel.

Abstract

LKAB operates a large-scale sublevel caving mine in Kiruna where iron ore is extracted from a four kilometre long, 80 to 100 m thick orebody that dips 60 degrees Eastward to a depth greater than 1500 m. The actual production levels are located at about 800 m under the removed top of the Kiirunavaara Mountain. Mining method is exclusively large-scale sublevel caving.

The hanging-wall is intrinsically left unsupported and caves in place of the removed ore. The footwall also fails at the Kiruna mine, but in a lesser extent.

The mine can be seen like a gigantic stress shield that forces stresses under the production level and concentrates them. The upper footwall constitutes a huge rock slope that is relaxed from horizontal stresses. Increasing stress variations are waited by the same time the mine is deepened, thus generating major ground control problems. Signs of footwall deterioration are already obvious, both in the footwall slope and under the production level.

At the end of the 80^{ies}, large-scale failure began to occur in the footwall's slope, with drift collapses and cracks in infrastructures caused by moving major structures. Much later, in the middle of the 90^{ies}, stress-induced ground control problems appeared in the vicinity of the production areas. Problems just kept developing and reached infrastructures placed up to 100 m-deep in the footwall. Rock bursts and fault slips have been observed while rock-spalling are more and more common.

A field-test program started in early 2000 to monitor these phenomena through a macro-seismic system. It aimed to sounding the intensity and the frequency of rock bursts, fault slips and other seismic events in the footwall, and to localise and analyse them. CANMET, who developed and operates a system in several mines and oil fields, assisted LKAB with their equipment and expertise.

A seismic system not only localises seismic events, but thanks to full-waveform analyses, makes it possible computing their size, magnitude, source mechanism (explosion, implosion, slip), etc. In case of recognised fault slip, the slip orientation can be determined. Stress drop can also be evaluated.

This paper presents early results obtained from the macro-seismic monitoring of the Kiruna Mine's footwall. A lot of fault slip and implosion events have already been detected and analysed, and their locations confirm field observations and even complete them in the inaccessible parts of the mine. Although the field-test should pursue until Mai 2001, interesting tendencies could already be noticed: while the upper footwall remained quite, a clear dynamically active bulb could be identified inside a 200 m-wide radius around the production level.

1 Inledning

LKAB i Kiruna bryter en magnetitmalm som nästan är fyra kilometer lång, 80 till 100 meter bred och stupar 60 grader mot öster till ett djup av minst 1500 m. Brytningsmetoden är storskalig skivrasbrytning, där malmen tas ut i 50 m höga, 25 m bredda och 3 m tjocka kransar. Produktionsnivån ligger idag på ca 800 meter under den ursprungliga toppen av Kiirunavaara.

Skivrasbrytning av en stupande malm innebär att hängväggen spricker upp, rasar och fyller igen det frigjorda utrymmet som bildats. Detta innebär också en uppsprickning av liggväggen. Ned till brytningsnivån liknar liggvägen (s k "övre liggväggen" eller "liggväggslänten") en storskalig 60-gradersstupande slänt, där det råder ett lågt spänningsfält. Att liggväggen bryts sönder beror på en kombination av bergets egenskaper och trycket från rasmassorna. Fenomenet har följts upp och undersökts sedan slutet av 80-talet (Dahnér-Lindqvist, 1992; Paganus, 1992; Lupo, 1996; Sjöberg, 1999, Henry, 2000-a och 2000-b), men teorin är dock fortfarande diskuterad (Henry och Dahnér-Lindqvist, 2000).

Rasmassornas låga styvhet medför att spänningsfältet bryts av och koncentreras under brytningsnivån. Effekten av spänningskoncentrationerna har blivit tydligare under 90-talet, och nu är flera strategiska infrastrukturer och fältortar hårt drabbade (Dahnér-Lindqvist, 2000; Henry *m fl*, 2001), med spjällkning, glidning av huvudstrukturer och till och med smällberg som följd.

LKAB har årligen utfört karteringar samt installerat skjuvkablar och distometerslinjer, för att kunna förstå och begränsa de utsatta områdena. Trots dessa övervakningstekniker ger viktig information, är de alltför punktliga både geografiskt och i tiden.

Så kallade "mikro- och makro-seismiska" system används i hundratals gruvor runt hela världen för att övervaka bergmassans dynamiska beteende i samband med gruvbrytning (Diamin, 2000; Simser och Andrieux, 2000). När smällberg eller plötsliga berggrörelser förekommer registrerar seismiska sensorer kurvor som sparas på en dator. Analys av kurvorna (delvis automatiskt) ger händelsernas ankomsttid, lokalisering, storlek, och även brottsmekanism (implosion, explosion, glidning mot ett plan).

Ett sådant system verkade ha en bra potential för att komplettera liggväggsövervakningen i de ej tillgängliga områden i Kiruna gruvan. LKAB anlätade därför Mines Laboratoires CANMET (CANMET), från Kanada, för att dimensionera och installera ett seismiskt system och utföra analyser. LKAB och Laboratoires CANMETs samarbete påbörjades i januari 2000.

2 Indata

2.1 *Geologi och struktur geologi*

Både bergarts- och strukturgeologin varierar i Kiruna gruvan (Henry och Dahnér-Lindqvist, 2000). Den dominerande bergarten är tracho-andesiten, men det finns också ett antal andra bergarter med olika tryckhållfasthet (90 till 480 MPa). På vissa platser är tracho-andesiten omvandlad med hög grad klorit, kaolinit eller kalcit, medan på andra platser är den intakt, vilket då kan medföra smällberg.

Strukturerna varierar i orientering och intensitet längs malmen. Två huvudgrupper är betydande för liggväggens stabilitet. Den ena stupar mot syd, med ca 45 till 55 grader, och är fylld med bland annat lera. Den här sprickgruppen finns längs hela gruvan men är betydligt tätare i den norra ändan. Den andra gruppen är parallell med malm kontakten, d v s stupar österut med ca 60 grader.

2.2 *Det primära spänningsfältet*

Redan i slutet av 50-talet gjorde professor Hast de första bergspänningsmätningarna i Kiruna. Dessa följdes av fler mätningar av Hast mellan åren 1973-74. Mätningarna visade på osedvanligt stora horisontalspänningar, och möttes därför av stor skepsis av den tidens expertis. I början av 80-talet startade en ny mätkampanj med överborrningsteknik där den då nya LUT-cellen testades (Leijon, 1981). Mätningar genomfördes i syfte att bilda en uppfattning av det ostörda spänningsfältet samt för att bestämma den absoluta spänningen runt schakt och pelare. Under hela 80-talet fortsatte LKAB att mäta, stora mätinsatser lades ned på den dåvarande undersöknings nivån, 795 m. På 90-talet trappades mätningarna av och endats ett par nya mätningar gjordes runt den nya huvudnivån på 1045 m. Totalt har 42 stycken lyckade bergspänningsmätningar genomförts på olika platser i gruvan, Hast mätningar ej inkluderade.

Definitionen av det primära spänningsfältet har varierat under gruvans livstid beroende på att olika grunddata har tillämpats.

Leijon (1984) presenterade följande samband, baserat på de nya mätningarna med LUT cellen:

$$\sigma_{HL} = -8,1 + 0,039 \cdot z$$

$$\sigma_{H//} = -8,9 + 0,036 \cdot z$$

$$\sigma_V = 5,4 + 0,015 \cdot z$$

där σ_{HL} (MPa), resp $\sigma_{H//}$ (MPa), är horisontella spänningen vinkelrätt, resp parallellt, mot malmkroppen och z (m) är djupet.

I samband med ett projekt med skivpallbrytning (Oskar projektet) tog Stephansson och Paganus (1989) på nytt fram spänningssamband för gruvan

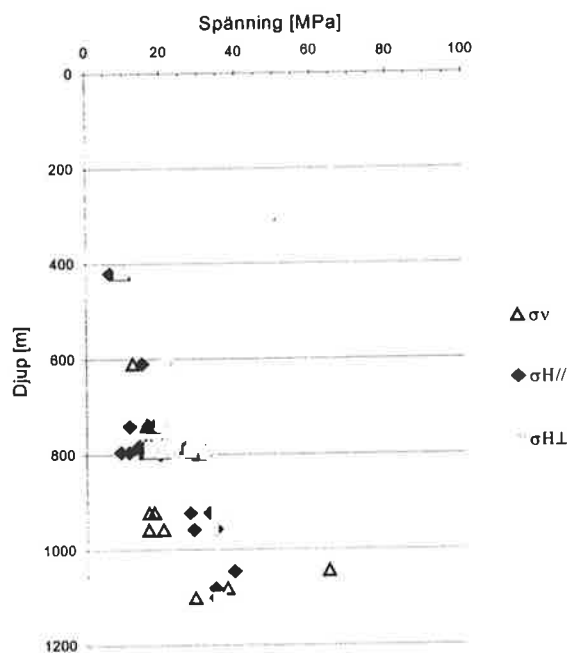
$$\sigma_{HL} = -8,0 + 0,04 \cdot z$$

$$\sigma_{H//} = -8,9 + 0,036 \cdot z$$

$$\sigma_V = -4 + 0,027 \cdot z$$

Trots ovanstående samband är fortfarande spänningstillståndet i Kiirunavaara mycket osäkert på grund av de variationer som erhållits vid mätningarna. Orsaken till dessa variationer kan vara påverkan av naturliga (strukturer och skillnad i bergmassans egenskaper) eller artificiella faktorer (brytningen, handhavande fel och fel i utvärderingsprocessen).

En sammanställning och utvärdering av bergspänningsmätningarna har nyligen genomförts (Sandström, 1999). Analysen visar att 23 mätplatser inte var uppenbart störda av produktionen eller något brytningsrum. Figur 1 visar resultaten från de 23 mätplatserna. Som framgår av figuren är fortfarande spridningen av resultat stor, vilket då skulle kunna förklaras med störningen av de naturliga faktorerna eller fel i mätprocessen.



Figur 1- Spänningsbelopp mot djupet i Kiruna gruvan. *Measured stresses vs depth at the Kiruna Mine.*

På grund av det är få mätningar i vertikalled och gruvans storskalighet med sin skiftande geologi medför att det blir svårt att bilda ett spänningssamband som kan användas med någon större trovärdighet. Som fingervisning vad spänningsfältet är över Kiruna kan därför sambanden av Stephansson och Paganus användas.

För närvarande pågår dock ett forskningsprojekt där man försöker skapa klarhet i den här frågan.

3 Instabilitet i liggväggen - två olika problem

3.1 Släntstabilitets problem i övre liggväggen

De första brotten i liggväggen som var djupt (>50 m in i liggväggen) belägna upptäcktes 1989 på nivåerna 275 m, 320 m och 370 m (Lupo, 1996). Brytningsnivån var då 610 m. Sedan dess har synliga brott observerats i intakt berg och betongkonstruktioner. I vissa fall har även huvudsprickor parallellt med malmen öppnats. Instabiliteten har efter detta brett ut sig norrut, söderut, och nedåt. Brottet är nu karterat från gruvkoordinat Y14 till Y26 (norra delen i gruvan), d.v.s. en sträcka på mer än 1 km. Figur 2 visar en sektion av gruvan, gruvkoordinat Y23, där den instabila zonen visas.

Brotten uppträder i form av skjuv- och dragbrott i ortväggarna och sulan. Dessutom syns förkastningar i betongväggar och järnvägar. Även skalning av sprutbetong förekommer. För de värsta situationerna kan massiva utfall innebära att ortar måste stängas av.

Brottgränsen längst ifrån malmen, mellan gruvkoordinaterna Y22 och Y26, definieras av en serie huvudstrukturer, som är branta mellan markytan och nivå 230 m (ca 70 grader österut) och flackare mellan nivåerna 230 m och 540 m (50 till 60 grader). Dessa strukturer, fyllda med upp till flera centimeter klorit och lerigt material, har öppnats och förkastats normalt flera centimeter (Figur 3).

Sprickgruppen som stupar mot syd begränsar dels brottområdet i norr och dels släntfoten mellan nivåerna 540 m och 740 m. Ovanför nivå 540 m är de aktiva strukturerna ganska få, medan under nivå 540 m har alla huvudstrukturerna tillhörande de båda huvudsprickgrupperna reagerat.

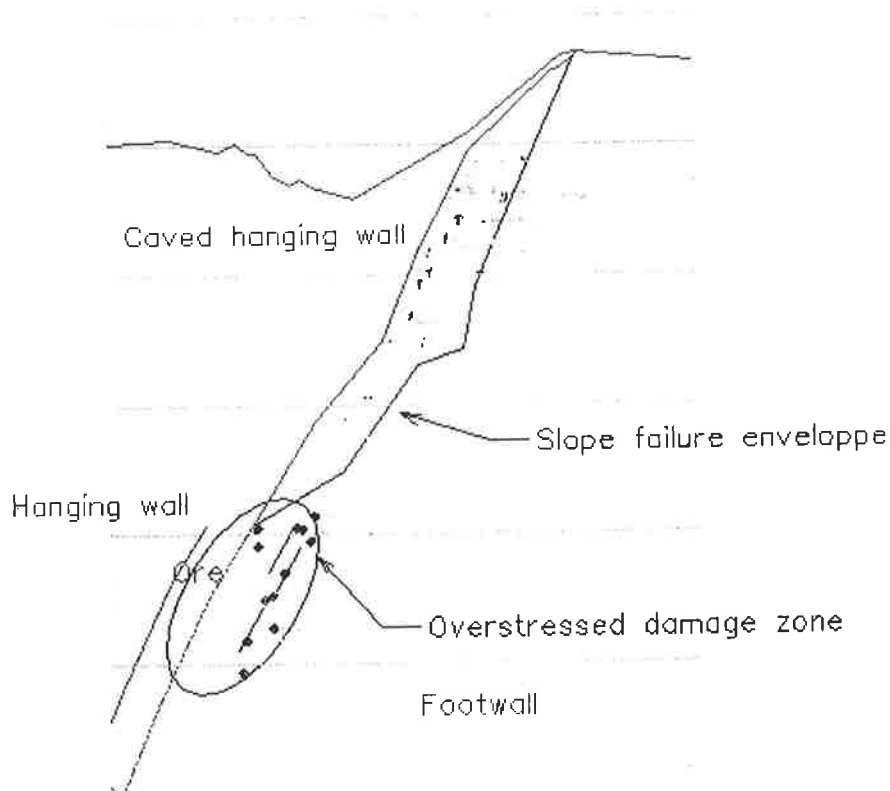
3.2 Spänningsinducerade problem

Precis under övre liggväggen finns ett område med synliga tryckskador, bestående av spjälkning, smällberg eller glidning av huvudstrukturer.

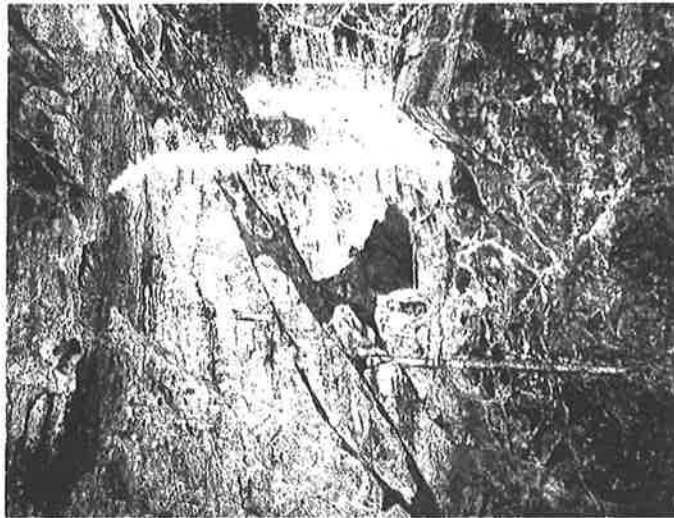
Skadezonen var tidigare begränsad till brytningsområdet, d v s ett tiotal meter in i liggväggen. Nu har den utökats och drabbar infrastrukturer upp till 100 m in i liggväggen (Henry *m fl*, 2001).

På den så kallade Väg 25 under nivå 820 m finns strukturer parallellt med malmen som regelbundet sätter sig. Fiberarmerad sprutbetong och kabelbultar används till att försöka begränsa utfallen i rampen. Det är dock mycket svårt att förhindra utfall helt och hållet. Även betongväggar har trycks sönder i vissa permanenta och strategiska infrastrukturer.

Tryckskadorna beror ofta på lokala spänningskoncentrationer runt ortar, men skjuvkablar har också visat på djupt belägna bergörelser (>30 m från ortsväggen).



Figur 2- Lokalisering av brott i Kiruna gruvans liggvägg (ur Henry *m fl*, 2001)- en ruta motsvarar 200 m. *Large scale failure location in the Kiruna Mine's footwall (after Henry et al, 2001)- squares represent 200 m.*



Figur 3- Borrpipa förkastad av en struktur parallellt med malmen, på nivå 320, Y24 (ur Henry och Dahnér-Lindqvist, 2000). *Drill-barrel sheared by a fault parallel to the ore-body on level 320, Y24 (after Henry and Dahnér-Lindqvist, 2000).*

4 Makroseismiskt system

4.1 Syfte

Övervakning av nedre liggväggen, d v s i högspända området, är ett vanligt exempel där seismiska system kan användas. De spännings inducerade brotten medför stora energi frigörelser som lätt registreras av väl dimensionerade seismiska system. Systemet kan i detta fall ge information på var, hur ofta det inträffar seismiska händelser samt vilken mekanism händelsen har. Dessutom skulle korrelation mellan observerade seismiska händelser och inträffade smällberg vara möjligt.

Övervakning av övre liggväggen är inte lika trivial, eftersom man inte vet hur slänten reagerar i ett tidsperspektiv (stegvis och plötsligt, eller kontinuerligt och sakta). På grund av att spänningarna antas vara låga, bör sensorerna anpassas till låga energi frigörelser.

Lyckade övervakningsförsök av berg- och jordslänter med akustiska sensorer finns på olika platser i världen (t ex Chichibu *m fl*, 1988). I dessa fall registrerades bara antal akustiska ljud som genererades i närheten av sensorerna på grund av brott i berget eller jorden. Det visades att antalet registreringar ökade kraftigt långt innan extensometrar märkte någon förskjutning och brott inträffade.

Ett par försök har också ägt rum i dagbrott. Till exempel i Chuquimata gruvan, Chile (Flores, 2000), och i Jeffrey Mine, Kanada, användes ett mikroseismiskt (istället för

akustiskt) system i ett mjukt berg med stora och långsamma deformationer. Bara ett lågt antal händelser registrerades och därför avbröts försöken.

Berget och bergmassan i Kiruna gruvans liggvägg är betydligt hållfastare än i de två ovannämnda fallen, vilket uppvägrade beslutet att installera ett seismiskt system i övre liggväggen.

4.2 Dimensionering och funktion

LKAB har ingen erfarenhet i seismisk övervakning därför bestämdes det att testa metoden under en begränsad tid, samt att hyra in både utrustning och expertis. CANMET anlätades för att dimensionera, installera, kalibrera systemet i Kiruna gruvans liggvägg, samt utföra analyser av registrerade händelser. CANMET är ett federalt kanadensiskt institut, som har sedan slutet i 80-talet utvecklat ett eget system och underhåller seismiska system i flera gruvor i Östra Kanada (Hedley, 1992; Rochon *m fl*, 1995; Plouffe *m fl*, 1993; Talebi *m fl*, 1994; Mottahed och Vance, 1998).

Efter ett besök i januari 2000 utvärderade CANMETs tekniker antalet sensorer och dess lokalisering och känslighet. Med hänsyn till den enorma volymen att övervaka fann de att 24 censorer, varav 21 enaxiala och tre treaxiella (30 kanaler), skulle spriddas mellan nivåerna 230 m (högsta nivån i gruvan) och 1060-1080 m (lägsta nivån i gruvan), mellan gruvkoordinaterna Y22 och Y26, och på ett avstånd upp till 600 m från malmen (Plouffe och Côté, 2000). Ett sådant system skulle bara kunna registrera de största seismiska händelserna, med en magnitud större än noll (>0), det är därför det kallas ett "makro-seismiskt" system.

Sensorerna kopplades till en centralenhet i ett kontor på nivån 775 m med hjälp av telefonkablar. Gruvan har ett väl anordnat telefonsystem underjord och det krävdes därför ganska litet kabeldragningar för att koppla ihop sensorerna med telefonnätet. Avståndet mellan sensorerna och datorn blev däremot stort, av den orsaken installerades förstärkare intill sensorerna.

Trots att det finns en mängd dataprogram för att automatiskt eller halvautomatiskt analysera registrerade händelser på plats, kom LKAB överens med CANMET att analyserna skulle utföras i Kanada. De registrerade händelserna sänds därför till Kanada via modem, och LKAB erhåller sedan lägesrapporter veckovis och månatligt.

5 Seismisk aktivitet i Kiruna gruvans liggvägg

5.1 Lokalisering

Systemet är i kontinuerlig drift sedan april 2000 och kommer att fortsätta registrera till maj 2001. Ett 60-tal bekräftade och ett hundratal möjliga makroseismiska händelser har registrerats mellan april och december 2000. En hel del analyser från dessa händelser är redan tillgängliga såsom tid, lokalisering, energi, mekanism (Plouffe och Côté, 2000).

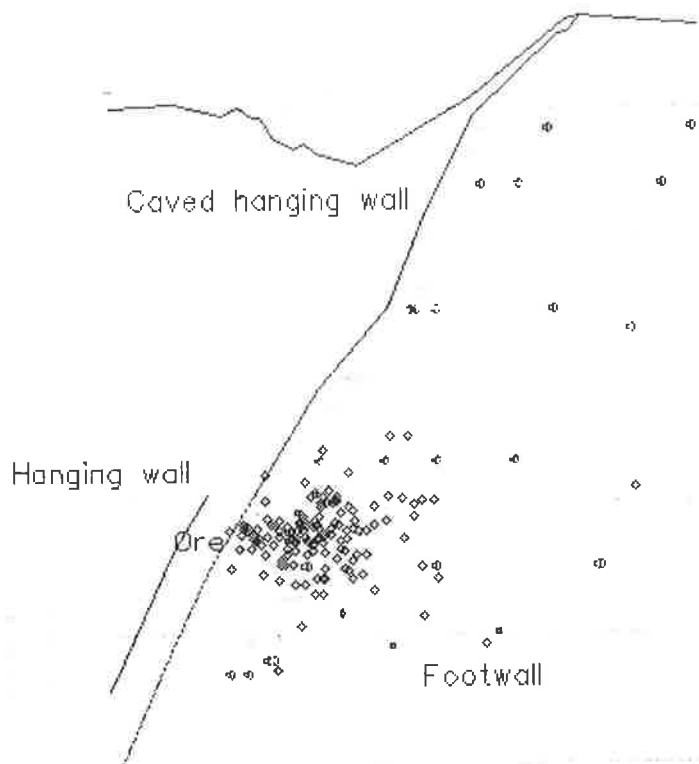
Registreringar som hittills loggats av systemet kan delas i fem kategorier, elektriska störningar, skjutningar, möjliga skjutningar, möjliga makroseismiska händelser och makroseismiska händelser. Med namnet händelse menas naturlig energi frigörelse i form av vibrationer i berget. Vissa registreringar med upprepade täta spikar kan direkt klassificeras som "skjutningar". Dessutom förekommer de i ett skjutningsfönster. Det finns dock registreringar med tydliga tecken på "naturliga" händelser utanför skjutningsfönster. Beroende på hur många kanaler som har reagerat, ankomsttid och lokalisering finns det en del registreringar som inte kan säkert klassificeras som "skjutning" eller "seismisk händelse". Det förekommer till exempel registreringar under skjutningsfönstret som med ganska stor säkerhet är lokaliserad långt bort från en skjutning, och klassificeras då som "möjlig händelse". På motsvarande sätt är registreringar utanför skjutningsfönstret som liknar skjutningar klassificerade som "möjlig skjutning".

Figur 4 visar bekräftade och möjliga makroseismiska händelser som registrerats och projekterats på sektion Y23. Händelserna är väl koncentrerade runt brytningsnivån och upp till 200 m från brytningsfronten. Däremot har ingenting lokaliserats i övre liggväggen.

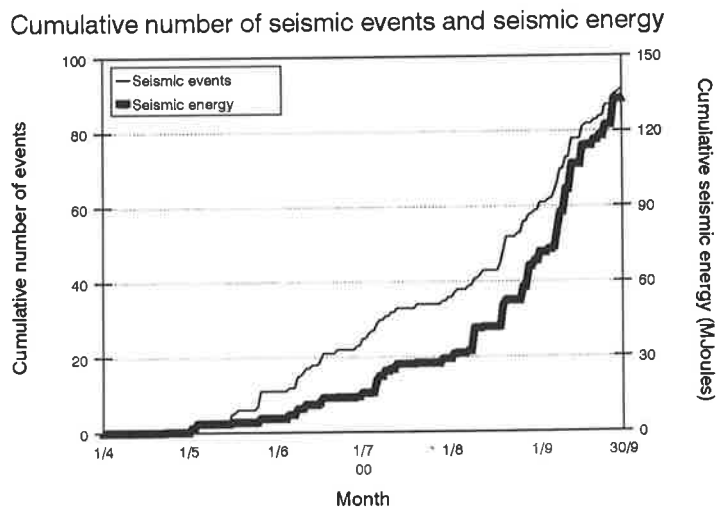
Den seismiska aktiviteten verkar alltså enbart bero på höga spänningar runt produktionsnivån. Att ingen händelse har registrerats i övre liggväggen betyder antingen att systemet inte är tillräckligt känsligt eller att liggväggslänten har varit stabil under registreringsperioden. Rörelse givare och fält observationer har inte heller visat någon tydlig förändring, utom längs tre strukturer i ett begränsat område som sakta glider mot söder (2 mm mellan september och november enligt distometermätningar).

5.2 Energi

Energien för de registrerade händelserna varierar mellan 0 och 2 000 kJ, medan energin för en skjutning ligger mellan 2 000 och 8 000 kJ. Figur 5 visar ackumulerade frigjorda seismiska energin i samband med antal händelser registrerade mellan april och september 2000.



Figur 4- Seismiska händelser registrerade mellan april och december 2000 (fyrkanter) och sensorer (geofonsymboler), projektion på Y23- en ruta motsvarar 200 m. *Location of the seismic events registered between April and December 2000 (squares) and of the sensors (geophones symbols), projection on section Y23- squares represent 200 m.*

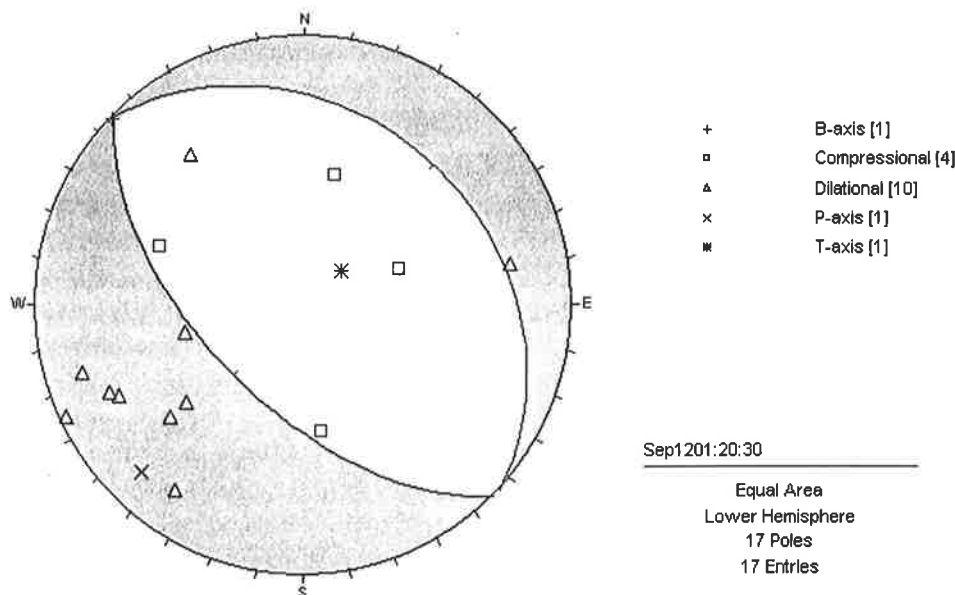


Figur 5- Ackumulerade antal händelser och frigjorda seismiska energi mellan april och september 2000. *Cumulative number of events and liberated seismic energy between April and September 2000.*

5.3 Fokal mekanism och orientering av glidande strukturer

Där tillräckligt många kanaler reagerat har CANMET kunnat bestämma brottsmekanismen. Tre olika mekanismer har avslöjats i gruvans liggvägg: kompression, dilatation och glidning.

Händelserna med kompression är problematiska eftersom de kan också vara en skjutning. I detta fall rör sig alla sensorer först (P-våg) från den lokaliserade källan. Händelserna med dilatation visar motsatsen, alla sensorerna rör sig mot källan. Vid glidning registrerar vissa sensorer en dilatation medan andra registrerar en kompression. Med hjälp av en stereografisk analys kan två möjliga glidorienteringar bestämmas (se Figur 6), och en av dem motsvarar en verklig geologisk strukturorientering. Händelserna som klassificerats som glidningar kan i inget fall blandas ihop med skjutningar.



Figur 6- Glidplanbestämmelse (nordöst eller sydväst, här) med hjälp av stereografisk analys för en händelse den 12 september. *Orientation of two possible slip planes for an event registered on September the 12th.*

6 Slutsatser

Systemet har givit intressanta resultat för tryckbrottsövervakning runt brytningsnivån. Några händelser visade att glidningar av strukturer kunde ske ganska långt under brytningsnivån (>200 m). Övre liggväggen har däremot varit helt "tyst" under mätperioden april-december 2000. Det är ännu inte klart om detta beror på systemets

känslighet eller på att slänten har varit stabil under mätperioden, därför planeras nu kompletterande försök med ett lokalt mikroseismiskt system.

Det seismiska försöket har primärt utförts på vetenskaplig grund för att förstå hur liggväggen reagerar då LKAB bryter malm i Kiruna. Försöket är också ett bra tillfälle för LKAB:s personal att lära sig använda seismiska verktyg då smällberg är ett ökande problem i gruvan. Ett permanent system kan komma att installeras i framtiden för att driva brytningen på ett säkrare sätt, precis som det görs i hundratals andra gruvor runt världen.

Tillkännagivande

Författarna önskar tacka Arne Lundström och sin personal, samt Magnus Granljung på LKAB, och Denis Lebel på CANMET, för deras aktivt och nödvändigt deltagande i det "Makroseismik" projektet.

Referenser

Chichibu A, Jo K, Nakamura M, Goto T och Kamata M, 1988. *Applicability of acoustic emission to prediction of slope failure under construction*, Proceedings of the 9th International Acoustic Emission Symposium, Yamagushi K, Kimpara I och Higo Y (eds), Kobe, Japan, pp 258-264.

Dahnér-Lindqvist C, 1992. *Liggväggstabiliteten i Kiirunavaara*, Bergmekanikdagen 1992, BeFo-Swedish Rock Mechanics Research Foundation: Stockholm, pp 37-52

Dahnér-Lindqvist C, 2000. *Bergschakt KUJ 1045: Statusrapport*, Intern utredning FG-00-811, LKAB.

Diamin C, 2000. *Meeting geotechnical challenges-A key to success for bloc caving mines*, Massmin 2000 Proceedings, Chitombo G (ed), AusIMM, Brisbane, Australien, pp 429-436.

Flores G, 2000. Chef för geotekniska avdelningen på Codelcos Chuquicamata gruvan, personliga samtal.

Hedley D G F, 1992. *Rockburst handbook for Ontario hardrock mines*, CANMET Special Report SP92-1E, CANMET, Sudbury, Kanada.

Henry E, 2000-a. *Liggväggstabilitet med hänsyn till planering av en ny pumpvattenkedja-Delrapport Maj*, Intern utredning FG-00-763, LKAB.

Henry E, 2000-b. *Liggväggstabilitet med hänsyn till planering av en ny pumpvattenkedja-Slutrapport*, Intern utredning FG-00-821, LKAB.

Henry E och Dahnér-Lindqvist C, 2000. *Footwall stability at the LKAB's Kiruna sublevel caving operation, Sweden*, Massmin 2000 Proceedings, Chitombo G (ed), AusIMM, Brisbane, Australien, pp 527-533.

Henry E, Plouffe M, Coté M och Sandström D, 2001. *Rock mass response to mining induced over-stresses in a sublevel caving operation, case study at the Kiruna Mine, Sweden*, i förberedelse till CIMs (Canadian Institutes of Mining) konferens MineSpace 2001-CIM Tradex, Quebec, Kanada.

Leijon B, 1981. *Bergspänningsmätningar i LKABs gruvor 1979-1980*. Research report 1981:67T, Luleå Högskolan, Luleå.

Leijon B och Johansson B, 1984. *Bergspänningsmätningar i Viscariagruvan*. Intern rapport, LKAB, Kiruna.

Lupo J F, 1996. *Evaluation of deformations resulting from mass mining of an inclined orebody*, PhD dissertation, Colorado School of Mines, Golden, USA.

Mottahed P och Vance J, 1998. *Canadian rockburst research program-Phase 2, Final report*, CANMET Special Report SP98-017E, CANMET, Ottawa, Kanada.

Paganus Tand Stephansson O, 1989. *Projekt Oskar - Bergmekanik*. Report 89-753, GRUVTEKNIK 2000, Luleå University of Technology and LKAB, Kiruna, Sweden

Paganus T, 1992. *KUJ 2000-Nulägesbeskrivning liggväggstabilitet*, Intern utredning FPG-92-709, LKAB.

Plouffe M, Mottahed P, Lebel D och Côté M, 1993. *Monitoring of large mining induced seismic events-CANMET/MRL's contribution*, Rockburst and Seismicity in Mines, Young (ed), Balkema, Rotterdam, pp 399-404.

Plouffe M och Côté M, 2000. *Preliminary analysis of the mining-induced seismicity, Kiruna Mine, Kiruna, Sweden, April-September 2000*, CANMET Confidential Project Report MMSL 2000-044(CR), Mines and Mineral Research Laboratory, Val d'Or, Quebec, Kanada.

Rochon P, Lebel D, Plouffe M och Côté M, 1995. *Rockburst phenomenon-Data acquisition and analysis using multi-tasking and multi-user operating systems*. 3rd Canadian Conference on Computer Applications in the Mining Industry (CAMI'95), Montréal, Canada.

Sandström D, 1999. *Utvärdering av genomförda bergspänningar i Kiirunavaara gruvan*. Master thesis, 1999:277 CIV, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden

Simser B och Andrieux P, 2000. *Open stope mining strategies at Brunswick Mine*, Massmin 2000 Proceedings, Chitombo G (ed), AusIMM, Brisbane, Australien, pp 675-683.

Sjöberg J, 1999. *Analysis of large scale rock slopes*, Doktorsavhandling 1999:01, Luleå Tekniska Högskolan.

Talebi S, Ge M, Rochon P och Mottahed P, 1994. *Analysis of induced seismicity in a hard-rock mine in the Sudbury Basin, Ontario, Canada*, Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Nelson and Laubach (eds), Balkema, Rotterdam, pp 937-944.

SKB:s PROGRAM FÖR UNDERSÖKNING OCH UTVÄRDERING AV PLATSER

The SKB Programme for Site Investigation and Evaluation

Rolf Christiansson, SKB

Anders Ström, SKB

Karl-Erik Almén, KEA GEO-Konsult AB

INLEDNING

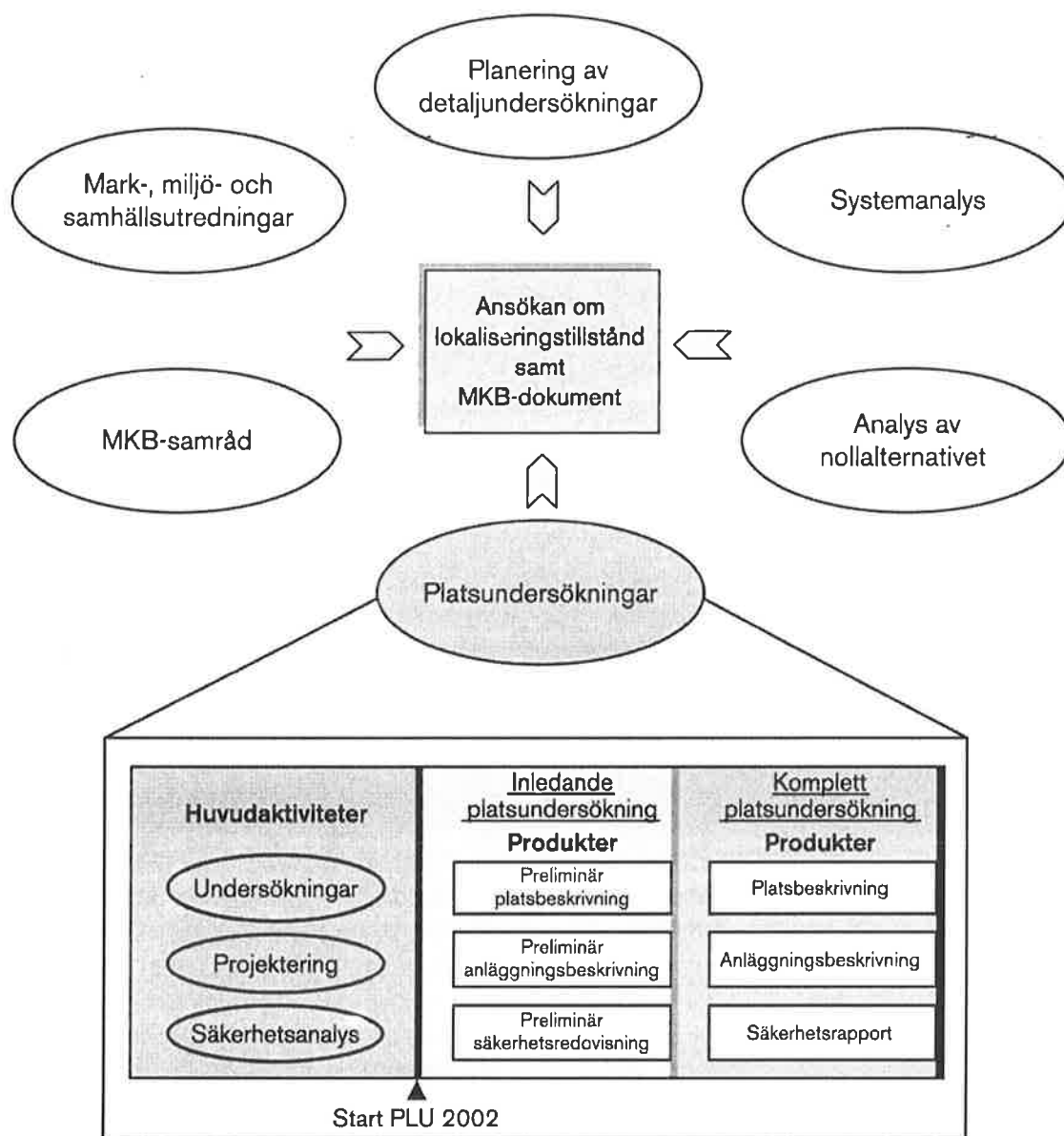
Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) ansvarar för hantering av allt radioaktivt avfall i Sverige. Deponering av använt kärnbränsle i geologisk miljö är den stora frågan för SKB de närmaste decennierna. Lokaliseringsprocessen för detta har nu nått fram till avslutningen av *förstudieskedet*. Nästa skede, *platsundersökningsskedet*, syftar till att ta fram det underlag som behövs för att lokalisera djupförvaret och inkapslingsanläggningen med tillhörande stödfunktioner. Lokaliseringen av djupförvaret kräver undersökningar med provborrningar på utvalda platser och fördjupade lokaliseringstudier för etablering av hela djupförvarssystemet. I december 2000 presenterade SKB en "Samlad redovisning av metod, platsval och program inför platsundersökningsskedet" (SKB, 2000a). SKB avser att genomföra noggranna undersökningar i tre kommuner och ta fram detaljerade förslag på hur ett djupförvar kan byggas och drivas. SKB:s mål är att kunna inleda platsundersökningar år 2002.

Ett viktigt underlag för platsvalet och för planeringen av platsundersökningarna (SKB, 2000b) har varit att bestämma vilka krav som djupförvaret ställer på berget (Andersson m fl., 2000). SKB har genomfört ett projekt som presenterar vilka krav som ställs på berget, vilka förhållanden i berget som är fördelaktiga (önskemål) och hur man ska bedöma uppfyllelsen av krav och önskemål (kriterier) inför val av platser för en platsundersökning och under en platsundersökning. Detta arbete presenteras på annan plats.

Platsvalet baseras på resultat av de förstudier som genomförts i sammanlagt 8 kommuner. Förstudierna bygger dock enbart på befintlig information, främst ytlig sådan. De kommande platsundersökningarna syftar till att genom undersökningar mot djupet erhålla sådan kunskap om de utvalda platserna att långsiktig säkerhet, teknisk genomförbarhet och lämplighet i övrigt för ett djupförvar kan analyseras.

Undersökningar, projektering och säkerhetsanalys kommer att utgöra tekniska huvudaktiviteter under platsundersökningsskedet (SKB, 2000b). Det sammanvägda utvärderingen av resultaten från dessa aktiviteter utgör tillsammans med annan verksamhet under platsundersökningsskedet (MKB, systemanalys, mm) grunden för ansökan om lokaliseringstillstånd för djupförvar på en plats, se figur 1.

Detta föredrag behandlar på vilka grunder SKB valt områden för platsundersökningar samt beskriver program och planer för de nämnda tekniska huvudaktiviteterna.



Figur 1. Illustration av de aktiviteter och produkter som planeras under platsundersökningskedet. Produkterna är en del av underlaget inför ansökan om lokaliseringstillstånd för djupförvaret. Aktiviteter anges i figuren som ellipser medan produkter anges som rektanglar.

Platsundersökningarna kommer att genomföras i etapper vilket underlättar informationsöverföring och samplanering mellan huvudaktiviteterna, vilket är en huvudstrategi. Figur 1 indikerar huvudetapperna inledande och komplett platsundersökning.

PLATSER FÖR PLATSUNDERSÖKNINGAR

Förstudier har genomförts i åtta kommuner. I två av kommunerna, Storuman och Malå, genomfördes 1995 respektive 1997, efter avslutade förstudier, folkomröstningar om inställningen till ett fortsatt deltagande i lokaliseringsprocessen för djupförvaret. I båda fallen resulterade omröstningarna i att fortsatt medverkan avvisades.

De övriga sex kommunerna, Hultsfred, Oskarshamn, Nyköping, Tierp, Älvkarleby och Östhammar ingick i det underlag från vilket SKB valde platser för platsundersökningar. I alla utom Älvkarleby har det visat sig finnas områden där berggrunden bedöms som potentiellt lämplig för ett djupförvar. Även när det gäller de tekniska och miljömässiga förutsättningarna har förstudierna visat på goda möjligheter. Urvalsunderlaget omfattade åtta olika lokaliseringalternativ som representerar tre olika regioner i landet, med fyra skilda geologiska miljöer, och det ingår alternativ med olika förutsättningar för att etablera ett djupförvar.

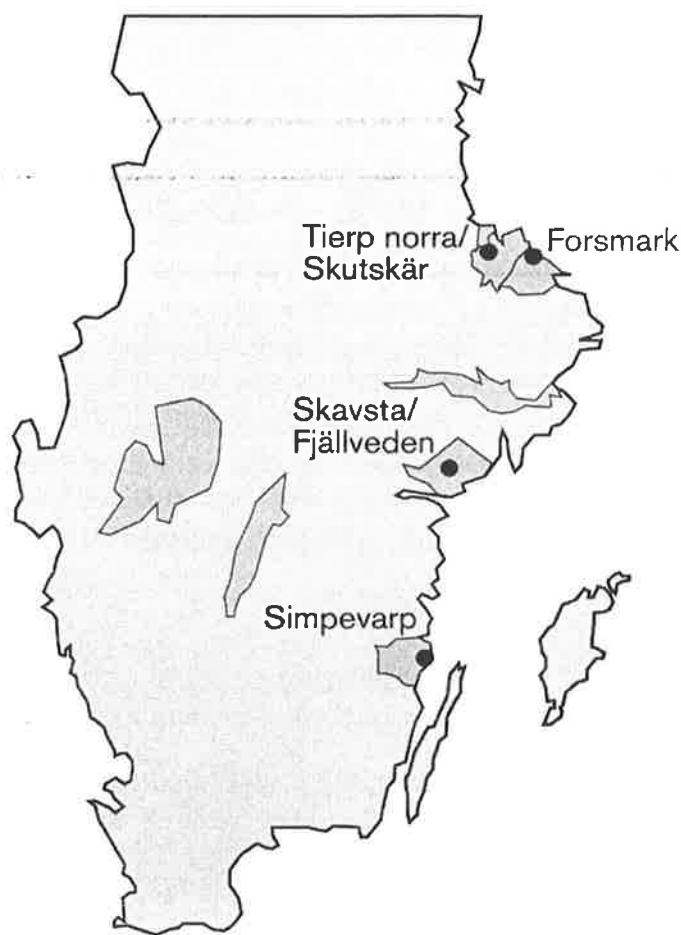
SKB har värderat de åtta alternativen med avseende på krav och önskemål som kan bedömas idag vad gäller berggrunden, industrietableringen och samhällsfrågan. Värderingarna har fokuserats på de egenskaper eller förhållanden som är av betydelse för valet i detta skede.

SKB konstaterar att Forsmark i Östhammars kommun och Simpevarp i Oskarshamns kommun har tydliga fördelar ur etablerings- och samhällssynpunkt. Dessa alternativ ger särskilt goda förutsättningar för att etablera och driva djupförvarets anläggningar och transportsystem med små och acceptabla miljökonsekvenser. De bedöms sammantaget ge de bästa möjligheterna att uppfylla miljöbalkens krav på "minsta möjliga intrång och olägenhet". De har god prognos även när det gäller berggrunden. Med dessa förutsättningar är det svårt att se några argument för att inte gå vidare med alternativen Forsmark och Simpevarp. SKB:s slutsats är således att de måste finnas med i nästa skede.

För att programmet ska vara robust menar SKB att de fortsatta lokaliseringsstudierna bör inkludera fler alternativ än de båda ovan nämnda. Därför bör nästa skede omfatta studier av alternativ som har goda förutsättningar, men är olika i förhållande till Forsmark och Simpevarp. I första hand bör tillkommande platser representera andra geologiska förhållanden samt ligga i andra kommuner.

Av lokaliseringalternativen är det Tierp norra/Skutskär och Skavsta/Fjällveden som kan bidra till större bredd på det geologiska underlaget. Dessa bör därför enligt SKB:s mening studeras vidare. Tierp norra ger, tillsammans med Skutskär, goda industriella etableringsmöjligheter. SKB bedömer detta alternativ som fullt realistiskt ur alla aspekter. För Skavsta/Fjällveden finns en större grad av osäkerhet vad beträffar genomförbarheten.

Övriga lokaliseringalternativ erbjuder inte några uppenbara fördelar ur aspekten geologisk bredd. Det finns emellertid inga tungt vägande skäl att i detta skede vare sig avskryva eller påbörja platsundersökningar för något ytterligare alternativ. Hargshamn är det främsta alternativet om platsundersökningar i Forsmark inte skulle kunna påbörjas eller om undersökningarna visar att berggrunden inte klarar kraven. På motsvarande sätt utgör Oskarshamn södra och Hultsfred möjliga alternativ till Simpevarp.



Figur 2. Lokaliseringsalternativ som SKB prioriterar för vidare studier.

SKB:s uppfattning är att ett val av Forsmark, Simpevarp och Tierp norra för provborrningar och fortsatta utredningar, samt ytterligare utredningar om förutsättningarna för alternativet Skavsta/Fjällveden ger en rimlig balans mellan önskemålet om ett robust program och en skälig nivå på erforderliga insatser och engagemang från samhällets sida, se figur 2.

Mot bakgrund av ovan redovisade värderingar och nuvarande kunskapsläge prioriterar SKB därmed platsundersökningar med provborrningar för följande tre lokaliseringsalternativ.

- Forsmark i Östhammars kommun. Det prioriterade området är väl definierat och platsundersökningar med provborrningar bör kunna inledas kort efter beslut.
- Simpevarp i Oskarshamns kommun. Stora områden med potentiellt lämplig berggrund finns väster om Simpevarp, men området närmast kärnkraftverket prioriteras. Platsundersökningar med provborrningar bör kunna inledas kort efter beslut.
- Tierp norra/Skutskär. Det prioriterade området norr om Tierp är förhållandevis stort varför insatserna inledningsvis måste inriktas mot att precisera ett prioriterat delområde för fortsatta undersökningar samt utreda lämplig utformning av djupförvarets ovanjordsanläggning och transportsystem. Därefter har SKB för avsikt att inleda provborrningar inom det prioriterade delområdet. Detta alternativ kräver fortsatt medverkan av både Tierps och Älvkarleby

kommuner.

SKB:s val och planering för platsundersökningsskedet innebär att fortsatta undersökningar eller utredningar för tänkbara djupförvarsplatser görs i de olika geologiska provinser och geografiska regioner som finns med i urvalsunderlaget. Därigenom kommer resultaten från den plats som slutligen väljs att kunna jämföras med andra alternativ i enlighet med miljöbalkens bestämmelser. Det är först om 7-8 år som kommuner, berörd allmänhet, myndigheter, regering och miljödomstol behöver ta ställning till en eventuell lokaliseringsansökan för djupförvaret. Fram till dess ska utredningar och undersökningar om berggrunden, tekniken, miljön och samhällsaspekterna genomföras för att ta fram det underlag som krävs för att slutligt bedöma lokaliseringsförutsättningarna.

En förutsättning för att platsundersökningarna ska inledas är att de berörda kommunerna ställer sig positiva.

UNDERSÖKNINGAR

Med tidigare refererat program för undersökningar och utvärdering av platser (SKB, 2000b) som bas har SKB upprättat ett mer detaljerat program för hur undersökningarna ska utföras (SKB, 2001). Undersökningarnas huvudprodukt är platsbeskrivningar (figur 3).

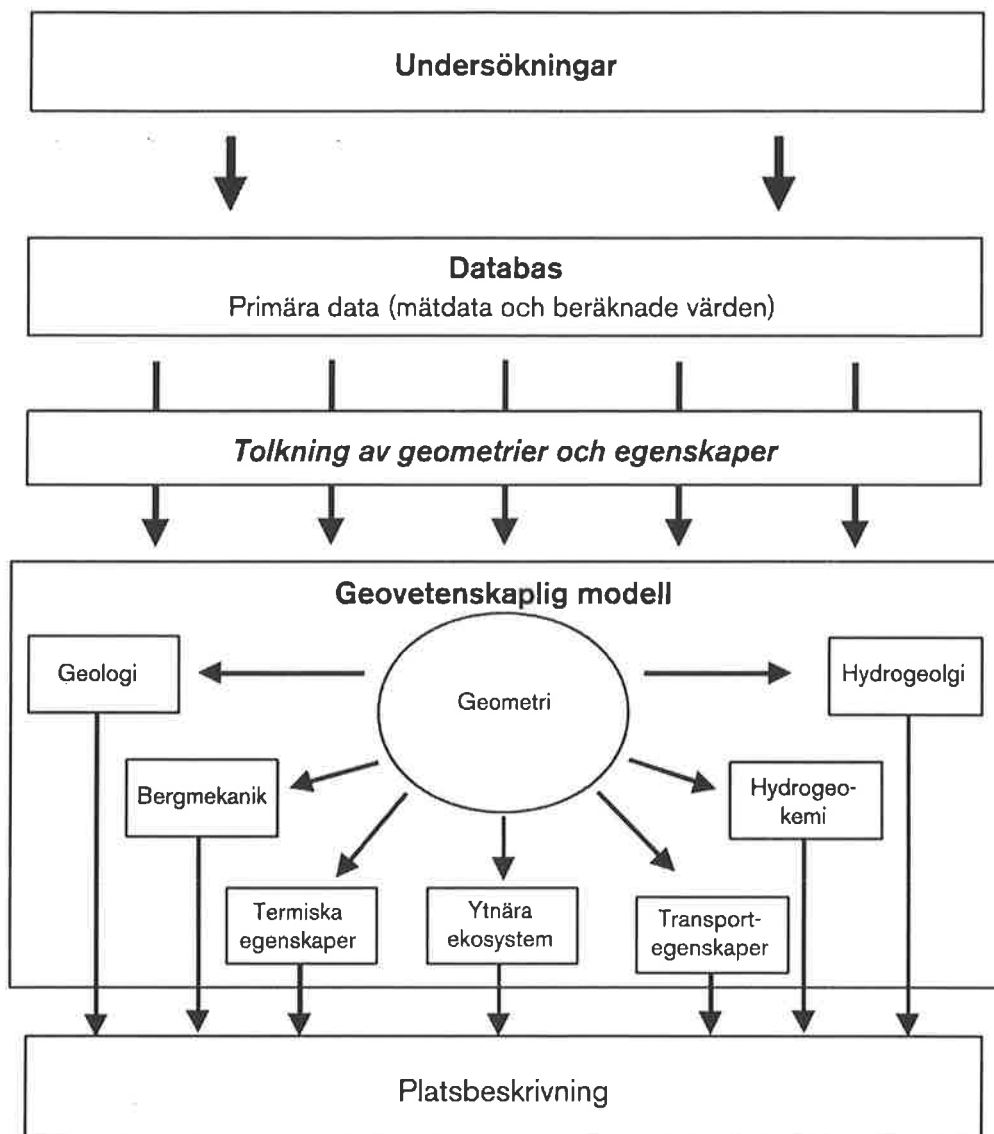
Platsbeskrivningen ska samla all den information om platsens geofärs- och biosfärsförhållanden som erfordras. Undersökningsprogrammet är strukturerat i ämnesområden, förutom geovetenskapliga ämnesområden också området ytnära ekosystem. I rapporten presenteras för varje ämnesområde vilka parametrar (egenskaper och förhållanden) som ska bestämmas och hur den ska analyseras, tolkas och sammanställas i platsbeskrivande modeller. Rapporten presenterar verktygslådan av metoder för mätningar, analyser, modellering samt ger en uppfattning om hur undersökningarna kommer att genomföras. Det presenterade undersökningsprogrammet är generiskt, dvs det tar inte hänsyn till aktuella platsernas specifika frågeställningar och förhållanden. SKB preciserar därför för närvarande programmet och avser att under året presentera platsspecifika undersökningsprogram, ett för vart och ett av de föreslagna lokaliseringsalternativen.

Följande beskrivning ger en uppfattning om hur undersökningarna ska genomföras. Efter en introduktion om vad som ska uppnås och hur platsbeskrivningar upprättas presenteras uppgiften för de olika ämnesområdena. Därefter ges en översikt över ett möjligt genomförandeprogram.

Platsbeskrivning

När platsundersökningarna är klara vid en plats ska aktiviteten *undersökningar* ha:

- presenterat erforderliga data om platsen för att en platsanpassad utformning av djupförvaret och analys av djupförvarets långsiktiga radiologiska säkerhet ska kunna genomföras,



Figur 3. Undersökningarnas primära data samlas i en databas, som tolkas och presenteras i en geovetenskaplig modell, vilken består av en beskrivning av platsens geometri och olika egenskaper.

- uppnått grundläggande geovetenskaplig förståelse, d v s ha analyserat tillförlitligheten och bedömt rimligheten i gjorda antaganden med avseende på platsens nuvarande tillstånd och naturligt pågående processer,
- identifierat objekt som kan kräva speciella miljöhänsyn under bygge och drift av djupförvaret.

Undersökningarna ger primära data (mätvärden och direkt beräknade värden) som samlas i plats-specifika databaser. För att kunna utnyttja den insamlade (uppmätta) informationen för projektering och säkerhetsanalys, samt för att bedöma informationens tillförlitlighet måste den tolkas och presenteras i en platsbeskrivande modell, figur 3. Denna modell består av en presentation av platsens geometriska enheter med beskrivning av dess egenskaper. Databas

och platsbeskrivande modeller utgör grunden för platsbeskrivningen.

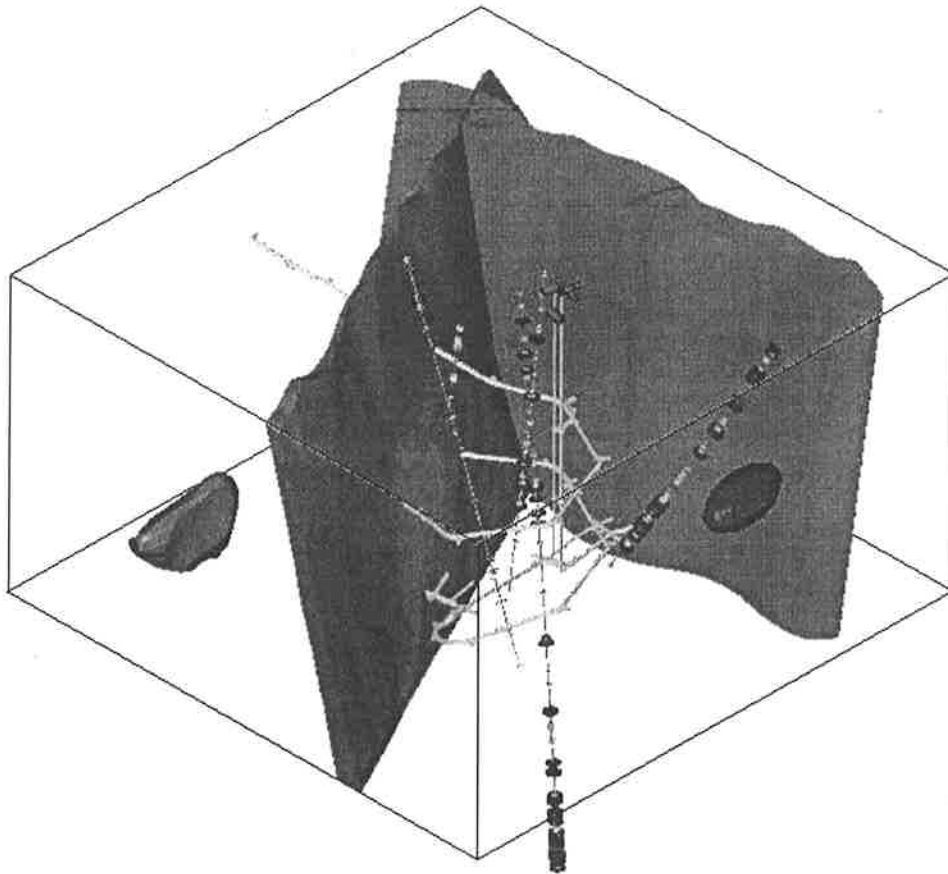
Resultatet av gjorda mätningar i fält och laboratorier benämns primära data och lagras i platsspecifika databaser (SICADA). För att kunna ge en beskrivning av platsen och kunna användas för projektering och säkerhetsanalys måste innehållet analyseras och tolkas. Baserat på undersökningsresultaten byggs en tredimensionell modell (avbildning) av jord och berg. Modellen består av olika geometriska enheter som väsentligen bestäms av geometrier för sprickzoner samt jord- och bergartsfördelning. För varje geometrisk enhet beskrivs de geologiska förhållandena, mekaniska, termiska, hydrauliska och kemiska egenskaper samt egenskaper av betydelse för radionuklidtransport i berget. Dessutom beskrivs de ytnära ekosystemen.

De platsbeskrivande modellerna kommer att upprättas i SKB:s datorverktyg för visualisering, Rock Visualisation System (RVS), figur 4. Detta verktyg, som är en applikation av CAD-programmet MicroStation, används för att bygga den geometriska modellen utifrån borrhålsdata och annan information i databasen SICADA som hämtas genom direkt access.

Den geovetenskapliga modellen av en plats upprättas och uppdateras stegvis under de pågående platsundersökningarna. Modellversioner upprättas i takt med att ny information blir tillgänglig. Inledningsvis, när främst ytinformation finns är modellerna i huvudsak tvådimensionella. I takt med ökad information mot djupet utvecklas tredimensionella modeller. För närvarande vidareutvecklas RVS-verktyget så att tolkade egenskaperna för de geometriska enheterna bokförs och administreras i RVS i en given ämnesorienterad struktur. Applikationen kommer att inbegripa rutiner för strikt versionshantering för att uppnå spårbarhet och konsistens mellan olika ämnesområden. Det ska klart framgå vilka mätdata som ligger till grund för en viss modellversion. Vidare ska bokföras vem som står bakom den gjorda tolkningen. När aktiviteterna projektering eller säkerhetsanalys använder platsspecifik information måste det alltid anges vilken modellversion som avses. För att hantera osäkerheterna i tolkningen av data kan, speciellt i de inledande skedena, även alternativa beskrivningar tas fram.

Geologisk och geometrisk beskrivning

Grunden för en samlad platsbeskrivande modell är en geometrisk representation av det undersökta områdets topografi, deformationszoner, bergartsgränser, bergenheter, jordlager och vattendrag och en beskrivning av dessa för de olika ämnesområdena. Den geometriska berggrundsmodellen kommer att grunda sig huvudsakligen på geologisk information, men information även från de övriga ämnesområdenas databaser ingår i underlaget.



Figur 4. Exempel på visualisering av borrhål, sprickzoner och tunnlar med RVS.

Varje enhet i den geometriska modellen beskrivs med geovetenskapliga egenskaper som tolkats utifrån databasens primära mätvärden. Enligt den modellstruktur som SKB kommer att använda består den geologiska berggrundsmodellen av en strukturdelen och en bergartsdel. I strukturdelen beskrivs berggrundens deformationszoner och sprickor. I bergartsdelen beskrivs bergarternas fördelning och sammansättning.

För att erhålla en enhetlig terminologi, som ska kunna förstås av olika ämnesföreträdare, använder SKB samlingsbegreppet sprickzoner för att beteckna alla olika typer av deformationszoner där deformationen varit av spröd karaktär, och plastiska skjuvzoner där deformationen varit av plastisk karaktär. SKB har vidare valt att indela sprickzoner efter längd (storlek) och använder beteckningarna regionala sprickzoner, lokala större sprickzoner, lokala mindre sprickzoner samt sprickor (se tabell 1).

Tabell 1. Indelning och benämning av berggrundens sprickzoner och sprickor (spröda strukturer) samt ambitionsnivå för geometrisk beskrivning vid platsundersökning (angivna längd- och breddmått är ungefärliga).

Benämning	Längd	Bredd	Ambition för geometrisk beskrivning
Regionala sprickzoner	> 10 km	> 100 m	Deterministisk
Lokala större sprickzoner	1–10 km	5–100 m	Deterministisk (med osäkerheter)
Lokala mindre sprickzoner	10 m–1 km	0,1–5 m	Statistisk (vissa deterministiskt)
Sprickor	< 10 m	< 0,1 m	Statistisk

Sprickzonernas ofta komplexa uppbyggnad och geometri medför att gränserna för indelningen i tabell 1 används något flytande beroende på skalan eller undersökningens syfte. Läge och utbredning av regionala och lokala större sprickzoner kan ofta bestämmas deterministiskt. Med detta menas att sprickzonernas lägen kan fastslås med god noggrannhet under platsundersökningarna. För lokala mindre sprickzoner och sprickor är detta inte möjligt i hela den bergmassa som beskriver förhållandena för ett djupförvar och dess omgivning. I stället används statistiska beskrivningar av zonernas eller sprickornas antal (densitet), orientering och storlek. Angiven ambitionsnivå ger vägledning till hur omfattande dataunderlag som krävs. Många lokala mindre sprickzoner, som bara beskrivs statistiskt under platsundersökningarna, kommer vid efterföljande detaljundersökningar undersökas mer omfattande så att även de kan beskrivas mer eller mindre deterministiskt inom delar av förvarsvolymen. Det bör observeras att indelningen inte innebär någon värdering av sprickornas/sprickzonernas egenskaper eller betydelse för djupförvaret. Zonernas specifika egenskaper behandlas i respektive ämnesområdes modellbeskrivning.

Bergmekanisk beskrivning

Den bergmekaniska modellen beskriver fördelningen av bergets mekaniska egenskaper och spänningstillstånd i olika skalor. Inom ramen för den geometriska beskrivningen anges bergspänningar, hållfasthet och deformationsegenskaper för det intakta berget och bergmassan, och geometri, hållfasthet och deformationsegenskaper för bergets sprickzoner och större sprickor. Informationen presenteras så att olika beräkningsmodeller kan användas för att analysera mekaniska frågeställningar i olika skalor.

Termisk beskrivning

I den termiska beskrivningen anges i första hand parametrar som har betydelse för transport av värme (värmeledningsförmåga och värmekapacitet) och omgivande temperatur (initial temperatur, ytemperatur och geotermisk gradient). Egenskaperna bestäms i första hand från bergartsmodellen.

Hydrogeologisk beskrivning

Den hydrogeologiska beskrivningen omfattar hydrauliska egenskaper för bergets olika delar

(sprickzoner och bergmassa), platsens grundvattenförhållanden och de processer som är styrande för grundvattnets naturliga strömning. I den hydrogeologiska modellen anges i första hand vattengenomsläpplighet för sprickzoner och sprickor, flödesporositet och magasin-koefficient, grundvattnets densitets- och viskositetsfördelning och hydrogeologiska data för de ytnära ekosystemen. Uppmätta trycknivåer och tolkade lägen för in- och utströmningsområden anges. Den senare informationen kan användas för att sätta randvillkor eller i övrigt bedöma modellens rimlighet.

Det finns olika konceptuella modeller för att beskriva den rumsliga variationen av bergets hydrauliska egenskaper. De två främsta är diskreta spricknätverks- och kontinuummodeller. I det första modellkonceptet definieras varje sprickas läge, storlek, orientering och hydrauliska egenskaper explicit. I det andra är upplösningen grövre och egenskaperna varierar kontinuerligt i bergvolymen. Vilken modell som är lämpligast beror delvis på vilken skala som ska studeras. Vid den hydrogeologiska karakteriseringen ska parametrar väljas som i så hög grad som möjligt uppfyller olika modellkonceptets behov. SKB planerar att beskriva bergets egenskaper både deterministiskt och stokastiskt. I det senare fallet kallas modellerna vanligtvis för stokastiskt kontinuum och stokastiskt diskret spricknätverk.

Hydrogeokemisk beskrivning

Den hydrogeokemiska beskrivningen omfattar grundvattnets (kemiska) sammansättning och fördelning i berget. Beskrivningen baseras främst på mätningarna av grundvattnets sammansättning, men använder även den hydrogeologiska och geologiska (bergarts) modellen som underlag. Beskrivningen ger även underlag till eventuella simuleringar av den historiska hydrogeokemiska utvecklingen.

Grundvattnets sammansättning påverkas av omgivande bergarter och sprickmineral genom fällnings- och lösningsprocesser. Storskaliga grundvattenrörelser skulle på sikt kunna påverka grundvattenkemin i förvarsskala genom att grundvatten av annan kemisk sammansättning transporteras dit. En nyckel till att kunna förutsäga den framtida utvecklingen är därvid förståelse för grundvattnets ursprung (genes), för vilket kunskap om bergarter och sprickmineral också är väsentlig.

Beskrivning av bergets transportegenskaper

Beskrivningen av bergets transportegenskaper omfattar de parametrar som behövs för att beräkna transport av lösta ämnen och partiklar med grundvattnet, i första hand flödesrelaterade transportparametrar och egenskaper för "bergmatris". Det kommer inte att vara möjligt att deterministiskt ange transportegenskaper för olika vägar genom berget. En statistisk beskrivning liknande den som gjordes för SR 97 kommer att användas.

Ytnära ekosystem

Platsens ytnära ekosystem (skog, sjö, äng m m) beskrivs i form av biotoper (flora och fauna), aktivitet (markutnyttjande, upptagningshastigheter), transport av vatten och partiklar (meteorologiska/hydrologiska data) samt jordlagrens hydrogeologiska egenskaper (vattengenomsläpplighet, mäktighet och porositet). Landhöjningsförloppet och strandlinje-

förskjutningen beskrivs. I systemekologiska modeller beskrivs flödet av material genom ekosystemen till människa och miljö.

Informationen behövs för att inom säkerhetsanalysen kunna beskriva omsättning, spridningsvägar och konsekvenser (dos/risk) av radionuklider som kommer ut i miljön, men även för att kunna bedöma miljökonsekvenser av anläggningsarbetena samt anpassa förslag till ovanmarksetableringar och dess tillfarter med hänsyn till miljöförhållandena. De marknära förhållandena inverkar även på grundvattenbildningen och grundvattenkemin i stort, även om grundvattenomsättningen på djupet är mycket långsam.

Tilltro till undersökningsresultat

Tilltron till säkerhetsanalysens prognoser beror i mycket hög grad på tilltron till de modeller som tas fram. Denna tilltro behöver beskrivas för att man ska kunna bedöma robustheten i upprättad anläggningsbeskrivningen och värdera hur väl underbyggd säkerhetsanalysen är. Strävan är att göra modellerna så tillförlitliga som möjligt, men eftersom alla modeller är förenklade representationer av verkligheten kommer det alltid att finnas avvikelser mellan modellen och verkligheten.

Modellbeskrivningars tillförlitlighet prövas genom att för nya uppsättningar av mätdata kontrollera överensstämmelsen med förutsägelser från aktuella modellversioner och modellalternativ. I denna process kan vissa modellalternativ förkastas och nya kan komma till. Under platsundersökningarnas slutskede kan det även bli naturligt att genomföra vissa undersökningar specifikt för att bekräfta eller förkasta modellalternativ. På basis av aktuella modeller görs då prognoser över bergets egenskaper innan ett nytt hål borrar eller över hur grundvattenmagasinet ska reagera vid en hydraulisk test. God överensstämmelse mellan prognos och mätresultat är tecken på att modellerna är rimliga i den aktuella jämförelsen medan dålig överensstämmelse tyder på det motsatta.

Osäkerheter ska på ett ändamålsenligt sätt alltid beskrivas och diskuteras i samband med resultatredovisningar, och då inte bara vid slutredovisning utan även i alla mät- och undersökningssteg. En sådan redovisning är dessutom förenlig med kvalitetssäkringens krav på spårbarhet. Dessutom är det väsentligt att de redovisade modellerna på ett trovärdigt sätt kan förklara platsens nuvarande tillstånd utifrån de naturligt pågående processer som förändrar tillståndet.

Det är ytterst avnämarna, främst ansvariga för säkerhetsanalysen och projekteringsarbetet, som kan avgöra när dataunderlaget är tillfyllest och osäkerheterna är acceptabla. Genom det planerade interaktiva förfaringssättet med successiv informationsöverföring och återkoppling, är det också möjligt att åtminstone i viss omfattning styra undersökningsinsatserna.

Genomförande

Platsundersökningsskedet är av sådan omfattning i tid, rum och innehåll att en indelning i etapper är nödvändig för ett rationellt genomförande av alla undersökningar och analyser. En etappindelning ger dessutom bättre möjligheter för en platsanpassad

undersökningsmetodik och effektivare återkoppling från utvärderingen. Platsundersökningen delas därför in i etapperna *inledande* respektive *komplett* (mer detaljerad) platsundersökning.

Huvudsyftet med den inledande etappen är

- att identifiera och välja den plats inom ett angivet kandidatområde som bedöms vara mest lämpad för djupförvaret och därmed också den del dit de fortsatta undersökningarna ska koncentreras, och
- att med begränsade insatser avgöra om förstudiens bedömning om kandidatområdets lämplighet kvarstår även med data från djupet.

Med plats menas en prioriterad del av ett kandidatområde, d v s den yta som erfordras för att med god marginal rymma djupförvaret och dess närmaste omgivning, uppskattningsvis 5–10 km².

Om den samlade bedömningen visar att det fortfarande finns goda förutsättningar för att lokalisera djupförvaret på de undersökta platserna följer kompletta platsundersökningar på dessa platser. Syftet med de kompletta platsundersökningarna är att ta fram det underlag som krävs för att kunna välja plats samt ansöka om tillstånd för lokalisering av djupförvaret. Det betyder att kunskapen om berget och dess egenskaper behöver utökas så att:

- en vetenskaplig förståelse för platsen kan erhållas vad gäller nuvarande förhållanden (tillstånd) och naturligt pågående processer,
- en platsanpassad utformning av förvaret kan tas fram,
- en analys avseende byggets genomförbarhet och konsekvenser kan göras, samt
- en säkerhetsanalys kan genomföras för att bedöma om den långsiktiga säkerheten kan tillgodoses på platsen.

PROJEKTERING

När platsundersökningarna är klara ska aktiviteten *projektering* ha:

- presenterat en platsanpassad djupförvarsanläggning bland flera analyserade och påvisat genomförbarhet för denna,
- identifierat anläggnings specifika tekniska risker, samt
- tagit fram detaljerade projekteringsförutsättningar för detaljundersökningsskedet.

Anläggningsbeskrivningen utvecklas stegvis. Den icke platsspecifika anläggningsbeskrivningen, s k layout E, finns framtagen innan platsundersökningarna påbörjas. Den bygger på ett generiskt samordnat förslag till utformning av djupförvaret och ligger till grund för den fortsatta platsspecifika projekteringen. Det sista utvecklingssteget under platsundersökningsskedet utgörs av den s k layout D2, som bygger på informationen

från den kompletta platsundersökningen. I varje steg utförs olika analyser vars resultat används som underlag för den fortsatta detaljriktningen av platsundersökningsprogrammet, som underlag till säkerhetsanalyser och för det fortsatta projekteringsarbetet.

Anläggningsbeskrivningen, som är slutprodukten av projekteringen (se figur 1) utgör också en av förutsättningarna för utarbetande av förslagshandlingar för berg- och byggnadsarbeten samt utarbetande av program för layoutstyrande system inom underjordsanläggningen såsom ventilation, bergdränage, och elförsörjning. Den utformning av maskiner och fordon för hantering och deponering under driftfasen som föreslås i samband med layout E ger tillsammans med de layoutstyrande systemen underlag för att upprätta anläggningsbeskrivningen. Resultaten av platsundersökningarna används i projekteringen för att föreslå lägen för de olika anläggningsdelarna, och därmed erhålls djupförvarets platsanpassade layout.

När de första platsspecifika geovetenskapliga beskrivningarna av prioriterade platser finns tillgängliga utvecklas layoutskisser (D0), som tar hänsyn till identifierade sprickzoner och erforderlig bergvolym med hänsyn till bergets termiska och mekaniska egenskaper. Flera alternativ per område kan behövas som delunderlag i val av prioriterad plats. En preliminär bedömning görs av vilka miljöstörningar och bergbyggnadstekniska problem som kan uppkomma. Med skisserna som utgångspunkt kan man inledningsvis bedöma om de förslag till prioriterade platser som tas fram är lämpliga ur miljömässig synpunkt samt tillräckligt stora för att rymma förvaret.

Utifrån främst den generella kunskapen om bergets termiska och mekaniska egenskaper görs en första bedömning av vad som kan vara lämpligt avstånd mellan deponeringshål och deponeringstunnlar. Lämplig tunnelorientering väljs med utgångspunkt från bland annat bedömda bergspänningsriktningar och observerade sprickriktningar i ytan. I första hand görs analysen genom en avstämning mot tidigare generella analyser. Med ledning av layoutskisserna identifieras möjliga kritiska passager av tillfartstunnlar genom sprickzoner. Därvid görs en preliminär bedömning av vilka bergbyggnadstekniska problem som kan uppkomma. Förutsättningarna för etablering av driftområde ovan mark och för att anlägga infrastruktur på markytan, samt andra påverkansfrågor som t ex hantering av schaktmassor studeras och behandlas i den samrådsprocess enligt miljöbalken som påbörjas efter platsundersökningarna inlett.

En preliminär bedömning görs av var det behövs ytterligare information från undersökningar och geovetenskaplig modellering.

När undersökningarna och den geovetenskapliga modelleringen har upprättat en preliminär platsmodell utifrån borrhålsinformationen som erhålls vid den inledande platsundersökningen utarbetas en första platsanpassad anläggningsbeskrivning med layout (D1). Beroende på situationen på den aktuella platsen utarbetas ett eller flera alternativ. Layout D1 består av situationsplaner över och under jord inklusive nedfarter. Varken läget för enskilda tunnlar eller deponeringsområdets exakta placering i djupled bestäms eftersom den strukturgeologiska modellen knappast har tillräcklig information om de djupt liggande

sprickzonerna i detta läge. En bedömning av lämpliga djupintervall med hänsyn till bergrumsstabilitet och grundvattenkemi görs dock. Beroende på platsens förutsättningar kan alternativa layouter utarbetas för olika djup. Med ledning av layout och den strukturgeologiska modellen identifieras kritiska passager av tunnlar genom sprickzoner. Behov av bergförstärkning bedöms. Med ledning av den hydrogeologiska modellen görs en bedömning av vilka tätningsbehov som finns, framförallt vid passage av vattenförande sprickzoner. Byggekostnaden beräknas med utgångspunkt från layoutskisser samt från bedömningar av förstärknings- och tätningsbehov. Bergbyggnadstekniska risker inklusive miljökonsekvenser från bygget uppskattas. En preliminär kostnadskalkyl upprättas. En preliminär analys av miljökonsekvenser från anläggningsbygget genomförs.

När de kompletta platsundersökningarna kommit så långt att platsmodellerna har upprättats, utvecklas en anläggningsbeskrivning som omfattar samtliga anläggningsdelar, även i djupled, såväl ovan som under jord med en layout (D2) för djupförvaret. Respektive anläggningsdel dimensioneras med hänsyn till aktuella krav på funktion, utformning och samband. Layouter ovan och under mark ska dock tillåta viss flexibilitet för ytterligare detaljanpassning. Områden för djupförvarets olika anläggningsdelar är i detta skede identifierade och i huvudsak fastlagda. De bekräftas när platsundersökningarna slutförts och en fastlagd version av platsmodellerna upprättats. Bergvolymen reserveras för deponering av kapslar, samt tillfartstunnlarnas lägen och tunnelriktningar bestäms. Deponeringstunnlarnas exakta lägen och riktning behöver dock inte vara kända vid denna tidpunkt. De exakta lägena för deponeringstunnlarna vare sig kan eller behöver bestämmas under platsundersökningen, utan fastläggs först i samband med detaljundersökning och förvarsutbyggnad.

Förutsättningar för de olika bergarbetena som krav på bergförstärkning, täthetskrav eller materialval för återfyllnad, d v s *platspecifika designkriterier*, bestäms preliminärt. Kostnadskalkyl och byggteknisk riskanalys (inklusive miljökonsekvenser) uppdateras.

Preliminärt ansatta gränser för anläggningens placering i plan och djupled fastläggs med hänsyn till geologi, identifierade sprickzoner, kompletterat med information om bergspänningar, grundvattensammansättning och hydrogeologi i hela bergmassan. Deponeringsområdets gränser uppdateras med hänsyn till respektavstånd från regionala och lokala större sprickzoner som fastställts efter reviderade funktionsanalyser med hänsyn tagen till bergets hydrogeologiska och mekaniska egenskaper. Områden som bedömts ha olämpliga egenskaper (t ex hög vattengenomsläpplighet) undviks. Förvarsdjup väljs främst utifrån den tredimensionella geometriska strukturinformationen och det kontrolleras att risk för smällberg, annat omfattande bergutfall (se nedan) eller oönskad vattensammansättning inte kan förekomma inom den valda placeringen av djupförvaret.

Korridorer för ramp och schakt bestäms utifrån den geometriska strukturinformationen, infrastruktur på markytan och tillgång till områden på markytan som bedömts lämpliga för placering av tunnelpåslag och driftområden ovan mark. Eventuella synpunkter ur miljö- och säkerhetssynpunkt beaktas.

Ett antal bergmekaniska analyser kan behöva genomförs, som till exempel:

- detaljerade termomekaniska känslighetsanalyser för deponeringshål och mellan deponeringstunnlar, utifrån uppmätta spridningar och bedömda osäkerheter i mekaniska egenskaper och randvillkor,
- uppdatering (val av olika alternativ) av lämplig tunnelorientering utifrån spänningar (nivåer och riktningar) och riktningar på lokala mindre sprickzoner och sprickor inom de bergblock som ingår i de utvalda deponeringsområdena,
- uppdaterade stabilitets- och förstärkningsprognoser utifrån uppdaterad tunnelgeometri, uppdaterade spänningar, sprickriktningar och bergmekaniska egenskaper,
- stabilitetsprognoser för deponeringshål och deponeringstunnlar utifrån tunnelgeometri sprickgeometri, bergspänningar och sprickornas mekaniska egenskaper, och
- optimering av tvärsnitt och riktningar för i djupförvaret ingående drift- och förvaringsutrymmen.

Resultaten från de genomförda analyserna påverkar huvudlayouten för djupförvaret utifrån mängden deponeringshål och utrymmesbehov för övriga anläggningsdelar.

Med ledning av framtagen layout och den geovetenskapliga platsmodellen identifieras kritiska passager av tunnlar genom sprickzoner eller andra tänkbara komplicerade områden. Utifrån de bergmekaniska analyserna görs en bedömning av behov av bergförstärkning. Den hydrogeologiska modellen (och modell av ekosystem) används för att uppskatta tätningsbehov. Med den framtagna layouten genomförs system- och logistikstudier för att upprätta förslag till utbyggnadsetapper. Förslag till platsspecifika designkriterier upprättas.

Byggekostnaden beräknas med utgångspunkt från föreslagen platsanpassad layout, inklusive bedömningar av förstärknings- och tätningsbehov. Osäkerheterna i förutsättningarna uppskattas och deras inverkan på byggekostnaden analyseras. Analysen av miljökonsekvenser från anläggningsbygget uppdateras.

Den framtagna anläggningsbeskrivningen används som underlag i lokaliseringsansökan.

SÄKERHETSANALYS

En utvärdering av den radiologiska säkerheten på lång sikt, för den förvarsutformning som föreslås på platsen, är en av de viktigaste uppgifterna under platsundersökningsskedet. Långsiktig radiologisk säkerhet utvärderas med hjälp av säkerhetsanalyser. När platsundersökningarna är klara ska aktiviteten *säkerhetsanalys* ha:

- utvärderat den långsiktiga radiologiska säkerheten för det planerade djupförvaret baserat på redovisade undersökningresultat och upprättad förvarslayout.

Större säkerhetsbedömningar levereras åtminstone vid två tillfällen i platsundersökningsskedet; dels i form av en *preliminär säkerhetsbedömning* baserad på data från den inledande platsundersökningen, dels som en *säkerhetsanalys* baserad på data från den kompletta platsundersökningen. Dessutom används de preliminära bedömningar

och analyser som görs inom ramen för säkerhetsanalyserarbetet vid planeringen av de fortsatta undersökningarna och den geovetenskapliga modelleringen. Säkerhetsmässiga aspekter på layoutförslag eller mer detaljerade frågor om förvarets utformning analyseras och bedöms och ger därvid underlag till det fortsatta projekteringsarbetet.

SKB har nyligen rapporterat säkerhetsanalysen SR 97 (SKB, 1999). Eftersom underlaget till säkerhetsanalysen SR 97 till stora delar liknar det som kan förväntas från en platsundersökning, kan många av resultaten från SR 97 användas för att snabbt få en uppfattning om vad olika data från undersökningarna kan förväntas ge för resultat. Därmed möjliggörs snabba informella återkopplingar från säkerhetsanalysen till undersökningar och projektering under hela platsundersökningens gång. Den preliminära säkerhetsbedömningen liksom den fullständiga säkerhetsanalysen bygger dock på väldefinierade versioner av platsmodell och layout.

I allt väsentligt har SKB genom erfarenheterna med SR 97 idag en metodik för att genomföra säkerhetsanalyser och har identifierat de flesta väsentliga processer som behöver analyseras. Platsundersökningarna tillför data om de aktuella platserna.

Säkerhetsanalysen kan sägas bestå av att:

- noga beskriva förvarssystemets utseende eller tillstånd vid en initial tidpunkt, t ex då det just har byggts och förslutits,
- kartlägga vilka förändringar förvaret kan tänkas genomgå med tiden till följd av dels inre processer, dels yttre påverkan, samt
- utvärdera förändringarnas konsekvenser för den långsiktiga säkerheten.

Mer konkret består den nyligen genomförda säkerhetsanalysen SR 97 av följande moment:

- Systembeskrivning – en strukturerad, generell beskrivning av hur inre processer påverkar förvaret över tiden.
- Initialt tillstånd – beskrivning av förvarets och omgivningens utseende då det just förslutits.
- Val av scenarier – ett antal olika händelseutvecklingar i omgivningen. De valda scenarierna bör tillsammans ge en rimlig täckning av de olika utvecklingsvägar förvaret och dess omgivning kan tänkas ta.
- Analys av valda scenarier – analys av förvarets utveckling för vart och ett av de valda scenarierna.
- Utvärdering – samlad bedömning av förvarets säkerhet. Här måste också tilltron till resultatet diskuteras i ljuset av de osäkerheter som finns i underlaget till analysen.

En värdering och prognos av hur platsens egenskaper förändras på grund av förvarsutbyggnaden behöver också göras. Säkerhetsanalysen får olika underlag från undersökningar och projektering och genomför sedan termiska, hydrauliska, mekaniska och kemiska delanalyser liksom beräkningar av radionuklidtransport.

Slutprodukten från säkerhetsanalysen är en säkerhetsrapport som ligger till grund för lokaliseringsansökan vid en av platserna.

SAMMANFATTNING

SKB:s mål är att kunna inleda platsundersökningar år 2002. Omfattande förberedelser pågår för denna övergång till nästa skede i lokaliseringsprocessen för djupförvaret (SKB, 2000b). Målet för platsundersökningsskedet är att få de tillstånd som krävs för att lokalisera och bygga djupförvaret. De geovetenskapligt inriktade insatserna under platsundersökningsskedet ska ge det breda kunskapsunderlag som krävs för att kunna utvärdera undersökta platser lämplighet för ett djupförvar. Arbetet genomförs i samråd med kommuner, myndigheter och närboende.

Utgångspunkten för platsundersökningarna är de av SKB föreslagna lokaliseringsalternativen i förstudiekommuner (SKB, 2000a). Förutsättningarna på de valda områdena är inte inbördes lika vad avser det intressanta områdets storlek och kunskapen om de geologiska förhållandena. Den första uppgiften blir därför att ta områdena till jämförbar kunskapsnivå, precisera en prioriterad plats inom respektive område för vidare undersökningar mot djupet, samt erhålla preliminär kunskap om bergförhållanden på förvarsdjup på dessa platser. Denna etapp kallas *inledande platsundersökning*. Om den samlade bedömningen visar att det fortfarande finns goda förutsättningar för att lokalisera ett djupförvar på de undersökta platserna följer *kompleta platsundersökningar* på dessa platser. Syftet med de kompletta platsundersökningarna är att ta fram det underlag som krävs för att kunna välja plats samt ansöka om tillstånd för lokalisering av djupförvaret.

Tyngdpunkten i arbetet kommer naturligt att ligga på undersökningar av berget eftersom det är där den största bristen på data finns idag. Utifrån den platsspecifika informationen upprättar huvudaktiviteten *undersökningar* platsbeskrivande modeller. *Projektering* använder dessa modeller för att ta fram en platsspecifik anläggningsbeskrivning med förvarsutformning och bedömer konsekvenser av anläggningsarbetena. *Säkerhetsanalysen* utvärderar den långsiktiga säkerheten utifrån angivna platsmodeller och förvarsutformning. Kunskapen om platsen växer fram stegvis varför även de olika analyserna av platsen måste göras i steg. Resultat av tidiga analyser kan även komma att användas för att rikta in de fortsatta undersökningsinsatserna i senare steg. De olika huvudaktiviteterna måste därför samspela.

SUMMARY

SKB's goal is to be able to commence site investigations in 2002. Extensive preparations are now being made for this transition to the next phase in the siting process for the deep repository (SKB, 2000b). The goal of the site investigation phase is to obtain the permits that are required to site and build the deep repository. The geoscientific work during the site investigation phase is supposed to provide the broad knowledge base that is required to evaluate the suitability of investigated sites for a deep repository. The work is being carried

out in consultation with municipalities, regulatory authorities and nearby residents.

The point of departure for the site investigations are candidate areas in feasibility study municipalities (SKB, 2000a). The preconditions in the selected areas are not equal as regards the size of the area of interest and knowledge of the geological conditions. The first task will therefore be to bring the areas up to a comparable knowledge level, define a priority site within each area for further in-depth investigations, and acquire preliminary knowledge on the rock conditions at repository depth on these sites. This stage is called *initial site investigation*. If the overall assessment shows that the prospects for siting a deep repository on the investigated sites are still good, *complete site investigations* follow on these sites. The purpose of the complete site investigations is to gather the material that is required to select a site and apply for a permit for siting of the deep repository.

The emphasis in the work will naturally lie on investigations of the rock, since it is there the lack of knowledge is greatest today. On the basis of the site-specific information, the principal activity *investigations* sets up geoscientific models (descriptions) of the site. *Design* uses these models to produce a site-specific facility description with repository layout and assesses the consequences of the construction work. *Safety assessment* evaluates long-term safety based on specified site models and repository layout. The body of knowledge on the site evolves gradually, so that the various analyses of the site must also be done in stages. Results of previous analyses may also be used to narrow down the focus of the investigation activities in later stages. The different principal activities must therefore interact.

REFERENSER

Andersson J, Ström A, Svemar C., Almén K-E, Ericsson L O, 2000. Vilka krav ställer djupförvaret på berget? Geovetenskapliga lämplighetsindikatorer och kriterier för lokalisering och platsutvärdering. SKB Rapport R-00-15. Svensk Kärnbränslehantering AB.

SKB, 1999, SR 97 – Säkerheten efter förslutning. Djupförvar för använt kärnbränsle. Huvudrapport (två volymer), Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.

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

SKB, 2000b, Geovetenskapligt inriktat program för undersökning och utvärdering av platser för djupförvaret, SKB Rapport R-00-30, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.

SKB, 2001, Platsundersökningar – undersökningsmetoder och generellt genomförandeprogram, SKB Rapport R-01-10, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.

KRAV OCH KRITERIER – METODIK FÖR PLATSVÄL

Requirements and preferences – methodology for site selection

Johan Andersson, JA Streamflow AB

Anders Ström, SKB,

Christer Svemar, SKB

Karl-Erik Almén KEA Geokonsult,

Lars.O. Ericsson, Chalmers Tekniska Högskola

INLEDNING

I december 2000 presenterade SKB en "Samlad redovisning av metod, platsval och program inför platsundersökningsskedet" (SKB, 2000a). SKB avser att genomföra noggranna undersökningar i tre kommuner och ta fram detaljerade förslag på hur ett djupförvar kan byggas och drivas. SKB:s mål är att kunna inleda platsundersökningar år 2002.

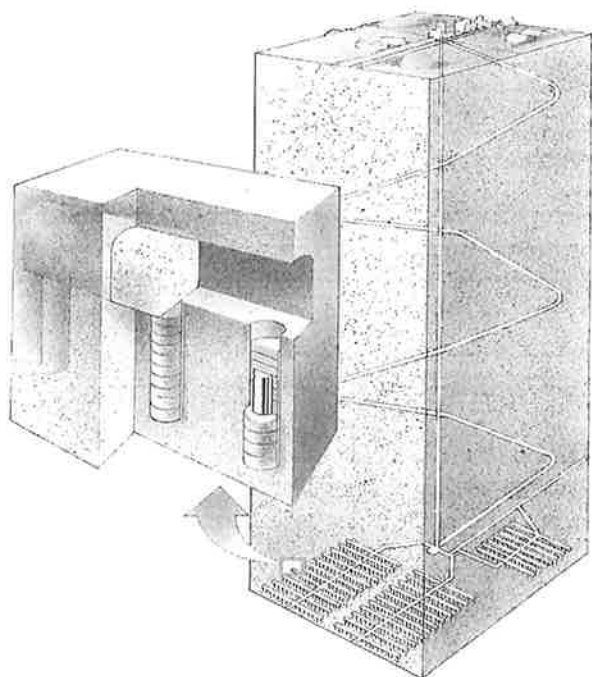
Ett viktigt underlag för platsvalet och för planeringen av platsundersökningarna (SKB, 2000b) har varit att bestämma vilka krav som djupförvaret ställer på berget. SKB har därvid genomfört ett projekt (Andersson m fl., 2000) som presenterar vilka krav som ställs på berget, vilka förhållanden i berget som är fördelaktiga (önskemål) och hur man ska bedöma uppfyllelsen av krav och önskemål (kriterier) inför val av platser för en platsundersökning och under en platsundersökning.

Rapportens slutsatser och resultat baseras på den kunskap och erfarenhet som kommit fram under SKB:s mångåriga forsknings- och utvecklingsarbete. Speciellt utnyttjas de kunskaper som kommit fram vid SKB:s senast genomförda säkerhetsanalys, SR 97 (SKB, 1999). Resultaten, och speciellt de angivna kriterierna gäller ett förvar för använt kärnbränsle av typ KBS-3, dvs. ett förvar där bränslet förvaras i kopparkapslar inbäddade i bentonitlera på 400 – 700 m djup i det svenska kristallina urberget (figur 1). Det bör därför betonas att de konkreta slutsatserna inte direkt kan användas som underlag för lokalisering av andra typer av förvar eller i andra geologiska miljöer.

De principiella, tekniska, utmaningen med att ta fram lämpliga kriterier för att lokalisera ett slutförvar är i första hand att:

- Djupförvarets funktion bestäms av flera samverkande förhållanden i berget och på hur förvaret utformas. Det finns en betydande flexibilitet i att utforma ett förvar med fullgod säkerhet för olika geologiska förhållanden.
- Flera av bergets egenskaper kan bara bestämmas efter noggranna undersökningar. Valet av kandidatområden måste därför nödvändigtvis alltid baseras på ett delvis ofullständigt underlag.

Dessa svårigheter är inte unika för ett djupförvar, utan föreligger, i varierande grad, även vid lokalisering av andra typer av undermarksanläggningar.



Figur 1: KBS-3 metoden. *The KBS-3 methodology*

METODIK

Utgångspunkten för arbetet har varit att identifiera vilka förhållanden som påverkar djupförvarets funktion ur perspektiven långsiktig säkerhet och ur bergprojekteringens synpunkt. Det har också varit nödvändigt att definiera vissa centrala begrepp.

Definitioner

En central utgångspunkt för arbetet har varit att skilja mellan de krav och önskemål som kan ställas på berget, vilka olika mätningar som kan göras för att söka bestämma bergets egenskaper och vilka beslut som kan fattas när mätresultaten analyserats. I tidigare diskussioner om lokalisering av djupförvar används begrepp som "lokaliseringsfaktor" och "kriterier" utan att orden närmare definierats. I olika sammanhang tycks det också vara så att orden används med något olika betydelser. I detta arbete används därför striktare definitioner av ett antal begrepp (se Tabell 1).

Tabell 1 Definitioner av centrala begrepp. *Nomenclature*

Begrepp	Definition
Funktion	Uppgift som djupförvaret är ämnat att fullgöra, t ex ha isolerande och fördröjande funktion.
Parameter	Fysikalisk eller kemisk storhet (egenskap, förhållande eller tillstånd i berget).
Krav	Villkor som måste uppfyllas, avser verkliga förhållanden oberoende av lokaliseringsskede. Samtliga krav måste vara uppfyllda.
Önskemål	Förhållanden som bör uppfyllas oberoende av lokaliseringsskede. Samtliga önskemål behöver inte vara uppfyllda.
Geovetenskapliga lämplighetsindikatorer	Mät- eller skattningsbara platsspecifika parametrar som vid ett visst lokaliseringsskede kan användas för att bedöma uppfyllandet av krav och önskemål.
Kriterier för platsutvärdering	Värden för lämplighetsindikatorer i ett visst lokaliseringsskede, som kan användas för att bedöma om en plats uppfyller ställda krav och önskemål.

Kraven och önskemålen avser verkliga förhållanden och de förblir desamma under olika skeden av lokaliseringsarbetet. Det som kan förändra krav eller önskemål är ändrade förutsättningar, nytt förvarskoncept eller betydande ny kunskap. Samtliga krav behöver vara uppfyllda.

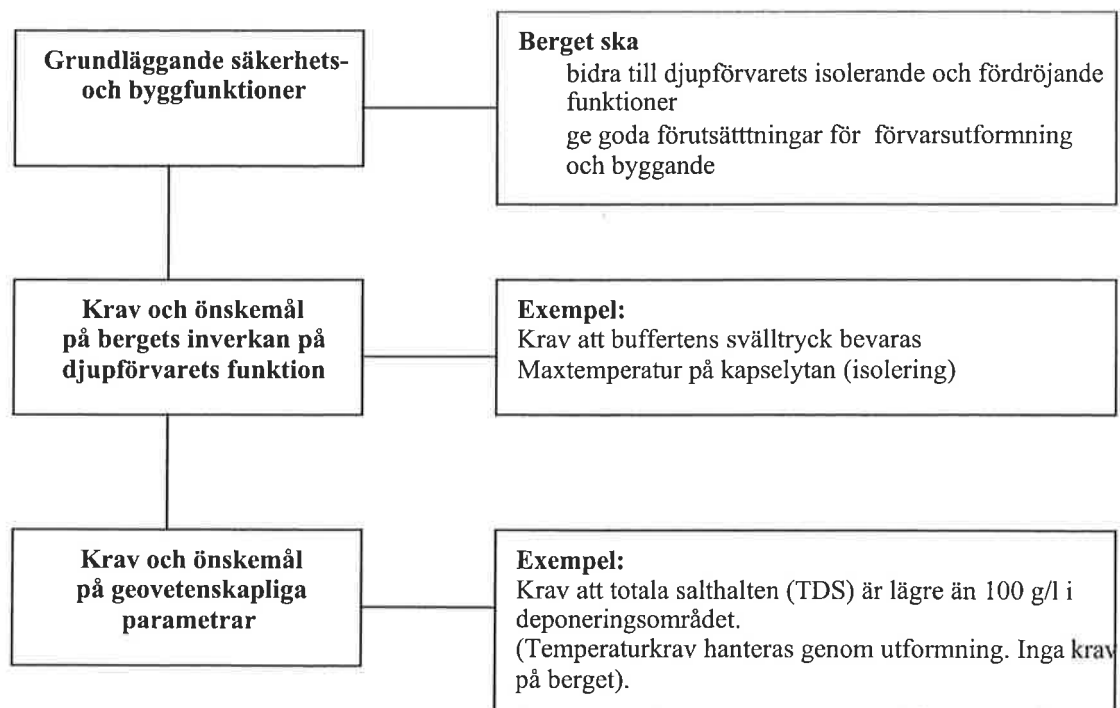
Uppfyllda önskemål leder i allmänhet till större säkerhetsmarginaler, enklare undersökningar eller enklare konstruktion av förvaret. Samtliga önskemål behöver inte vara uppfyllda för att en plats ska kunna godkännas för ett djupförvar. Det kan mycket väl vara så att ”sämre” värden för vissa parametrar kompenseras av ”bättre” värden för andra parametrar. För att bedöma säkerhet och funktion behövs därför alltid en integrerad säkerhetsanalys och byggnadsanalys. Önskemålen, som de är formulerade i denna rapport ger bara vägledning, men kan inte ersätta säkerhetsanalysen.

Distinktionen mellan *krav/önskemål* å ena sidan och *kriterier* å den andra är nödvändig eftersom geovetenskapliga undersökningar aldrig ger fullständig kunskap om bergets och grundvattnets tillstånd och egenskaper. Vid bedömningen av platsspecifika data behöver man därför värdera precisionen i parameterskattningen mot ställda krav och önskemål. Ett kriterium bygger på något mät- eller skattningsbart.

Stegvis process

Arbetet har bedrivits i olika steg (se även figur 2):

- Utifrån säkerhetsanalysens resultat har djupförvarets väsentligaste barriärfunktioner identifierats och övergripande krav och önskemål utifrån bergprojekterings synpunkt har klarlagts.
- Det har vidare utretts vilka av bergets egenskaper som påverkar varje barriärfunktion. På motsvarande sätt har olika bergbyggnadsaspekter analyserats.
- Bergets egenskaper (parametrar) har gått igenom systematiskt. Om de påverkar barriärfunktioner eller förutsättningar för bergbyggnad formuleras krav eller önskemål på dessa parametrar.
- En bedömning har gjorts i vilken utsträckning en viss parameter kan bestämmas vid olika skeden av en platsundersökning. Utifrån denna bedömning och utifrån ställda krav och önskemål formuleras kriterier.



Figur 2: Hierarki för krav, önskemål och kriterier. *Hierarchy for requirements, preferences and criteria.*

ÖVERGRIPANDE KRAV OCH ÖNSKEMÅL

Lagar och föreskrifter

De övergripande kraven på djupförvaret utgår från lagarna. De viktigaste lagarna är härvid miljöbalken, kärntekniklagen och strålskyddslagen. För att få uppföra ett djupförvar krävs tillstånd både enligt miljöbalken och enligt kärntekniklagen. Lagarna stadgar allmänt att djupförvaret måste vara säkert, men ger ingen detaljerad anvisning om hur djupförvaret ska lokaliseras eller uppföras.

Långsiktig säkerhet

Ett djupförvar ska i första hand *isolera* avfallet. I andra hand, om isoleringen av någon anledning till någon del skulle gå förlorad, ska förvaret *fördröja* utsläppet av radionuklider. Säkerheten åstadkoms med ett system av barriärer. För att kontrollera säkerhetsfunktionerna genomförs en säkerhetsanalys.

För varje platsrelaterad parameter som används inom säkerhetsanalysen SR 97 (SKB, 1999), eller i tidigare analyser, har frågan ställts om denna parameter bör vara en geovetenskaplig lämplighetsindikator. Säkerhetsanalysen har använts för att söka svar på frågan om det finns värdeområden för bergets egenskaper där djupförvarets isolering kan hotas. Av försiktighet har sådana värdeområden utgjort underlag för kravformuleringar, även om det inte alltid är klart att djupförvaret definitivt skulle vara osäkert om kraven inte uppfylls. Kraven kan bara omprövas i ljuset av ny kunskap eller om förvarets utformning förändras väsentligt. Säkerhetsanalysen har också använts för att finna grund för önskemål om värdeområden som bidrar till god isolering eller god fördröjning. Önskemålen ger värdeområden som resulterar i en önskad funktion, men behöver inte precisera gränsen till oacceptabel funktion. En sådan gräns påverkas i många fall av andra parametrar, är relativ, är okänd eller kan påverkas genom förvarsutformning.

De krav och önskemål som kan formuleras på detta sett ger vägledning i lokaliseringsarbetet och kan även användas för att prioritera undersökningsinsatser vid platsundersökningar. De ersätter inte behovet av samlade och fullständiga säkerhetsanalyser.

Projektering och bergbyggnad

Krav och önskemål som ställs utifrån bergprojekteringen blir delvis av något annorlunda karaktär än de direkta säkerhetskraven. Förvarsutformningen görs främst för att uppnå så god funktion och säkerhet som möjligt; kapsel- och tunnelavstånd bestäms av krav på temperatur i och kring förvaret, större sprickzoner undviks m.m. Vidare tas även hänsyn till rena bergbyggnadsaspekter, som vatteninläckage och bergstabilitet i tunnlar. Rent generellt gäller att förhållanden som är fördelaktiga ur säkerhetssynpunkt i regel också innebär god byggbarhet och säker arbetsmiljö. En god byggbarhet och en stabil berganläggning är vidare fördelaktigt för säkerheten under anläggningens drift.

Det finns därför sällan någon konflikt mellan de krav och önskemål som kan framställas ur olika utgångspunkter. De generella kraven ur ett byggtekniskt perspektiv kan sammanfattas i följande punkter:

- arbetsmiljön ska vara säker,
- miljöpåverkan från undersökningar och från anläggningsbygget ska begränsas och hållas inom acceptabla nivåer,
- anläggningsbygget ska enbart ge begränsad påverkan på djupförvarets säkerhetsfunktioner och bygge och deponering ska kunna pågå parallellt.

Därutöver finns det önskemål om att

- bergarbetena kan utföras med få avbrott och med liten insats av extraordinära förstärknings- och tätningsinsatser (god byggbarhet),
- deponeringsområdet inte behöver delas upp i ett mycket stort antal delområden och att det är möjligt att placera deponeringstunnlar på ett flexibelt sätt i de utvalda deponeringsområdena.

Under och efter genomförda platsundersökningar genomförs en bygganalys för den framtagna förvarsutformningen där genomförbarhet, tids- och materialåtgång, miljöpåverkan, arbetsmiljö m.m. för bergbygget analyseras. Om säkerhets- eller bygganalysen visar på orimliga konsekvenser eller kostnader för vald utformning behöver denna ändras. Bygganalysen ställer med andra ord inga direkta krav utan anpassning kan i regel ske till rådande förhållanden. Däremot finns ett antal faktorer som påverkar genomförbarhet och ekonomi.

KRAV OCH ÖNSKEMÅL PÅ BERGET

Det finns en stor mängd förhållanden som behöver bestämmas vid en platsundersökning. Det är dock bara vissa som har direkt betydelse för om platsen är lämplig för ett förvar eller har betydelse för hur förvaret bör utformas på den undersökta platsen.

Följande krav ställs på berget eller på hur djupförvaret ska placeras i berget:

- Bergarterna inom förvarets deponeringsområde får inte ha malmpotential dvs utgöras av så värdefulla mineral att det skulle kunna motivera brytning på hundratals meters djup.
- Regionala plastiska skjuvzoner ska undvikas om det inte kan visas att zonens egenskaper inte avviker från berget i övrigt.

- Det måste vara möjligt att inplacera förvaret med hänsyn till sprickzonerna på platsen. Deponeringstunnlar och deponeringshål för kapslar får inte passera genom eller placeras för nära regionala och lokala större sprickzoner. Deponeringshål får inte korsa identifierade lokala mindre sprickzoner.
- Bergets hållfasthet, sprickgeometri och de initiala bergspänningarna får inte vara sådana att det uppstår omfattande stabilitetsproblem kring tunnlar eller deponeringshål inom deponeringsområdet. Detta kontrolleras genom en mekanisk analys där ingångsvärdena utgörs av tunnlaras geometri det intakta bergets hållfasthet och deformationsegenskaper, spricksystemets geometri och de initiala bergspänningarna.
- Grundvattnet på förvarsnivå får inte innehålla löst syre. Frånvaro av löst syre indikeras av negativa Eh, förekomst av Fe(II), eller förekomst av sulfid.
- Den totala salthalten (TDS) i grundvattnet måste understiga 100 g/l på förvarsnivå.

Förutom ovanstående krav finns det en större mängd önskemål, dvs. förhållanden som är önskvärda och som man bör ta hänsyn till när förvaret placeras i berget. Önskemål anges för:

- bergarter och homogenitet hos bergarter,
- sprickdensitet,
- initiala bergspänningar, berghållfasthet och bergets temperaturutvidgningskoefficient,
- värmeledningsförmåga och initial temperatur på förvarsdjup,
- vattengenomsläpplighet i förvarsområdet och transmissivitet för de sprickzoner som behöver passeras vid bergrumsarbeten,
- pH, koncentration av organiska ämnen, kolloider, ammonium, kalcium och magnesium på förvarsnivå,
- darcyhastighet i deponeringshållsskala, fördelning av "transportmotstånd", matrisdiffusivitet och matrisporositet.

Allmänt gäller att uppfyllda önskemål leder till större säkerhetsmarginaler, lägre kostnader, enklare undersökningar eller enklare konstruktion av förvaret. Samtliga önskemål behöver inte vara uppfyllda för att en plats ska kunna godkännas för ett djupförvar. Det kan mycket väl vara så att "sämre" värden för vissa parametrar kompenseras av "bättre" värden för andra parametrar. För att bedöma säkerhet och funktion behövs därför alltid en integrerad säkerhetsanalys och en bygganalys.

Förutom ovanstående önskemål som direkt har att göra med bergets egenskaper finns det också önskemål vilka underlättar karakteriseringen av platsen. Sådana önskemål kan till exempel ställas beträffande andelen berg i dagen, jorddjup, och beträffande berggrundens homogenitet.

KRITERIER

Val av områden för platsundersökningarna

De platser SKB har valt för fortsatta undersökningar (SKB, 2000a) bedöms alla ha goda förutsättningar att uppfylla ställda krav och önskemål. Eftersom kunskapen om förhållandena i det djupa berget på platserna är begränsad innan undersökningarna har genomförts har det utifrån Andersson et al., (2000) bara varit möjligt att använda ett fåtal kriterier beträffande berget:

- Området ska inte bedömts ha potential för förekomst av malm eller värdefulla industrimineral och som bedömts vara homogena och bestå av vanligt förekommande bergarter.
- Området väljs så att ett djupförvar med god marginal kan inplaceras med hänsyn till de efter förstudien identifierade regionala sprickzonerna och de regionala plastiska skjuvzonerna.
- Områden med olämpligt hög topografiska gradient i regional skala (större än 1%) väljs bort.

Alla de tänkbara områden som identifierats vid SKB:s förstudier uppfyller dessa kriterier. Valet av kommuner för provborrningar (SKB, 2000a) baseras därutöver på ytterligare överväganden.

Vad kan göra att platsundersökningen bör avbrytas?

Vid den sammanvägda bedömningen av om en plats är lämplig utgör en samlad säkerhetsanalys och en samlad byggnadsanalys väsentliga underlag. Platsen accepteras bara om det i säkerhetsanalysen går att visa att ett säkert djupförvar kan uppföras. Under en platsundersökning, då mätvärden erhållits från förvarsdjup, men innan den samlade analysen har genomförts, används kriterier för att kontrollera om krav och önskemål kan vara uppfyllda. Kriterierna ger vägledning om hur analyserna kommer att utfalla och kan därför också användas som hjälpmedel för den som vill granska en säkerhetsanalys.

Följande kriterier är så skarpa att platsundersökningen bör avbrytas och annan plats väljas om de inte kan tillgodoses:

- Om omfattande förekomst av malmförande mineral eller värdefulla industrimineral påträffas inom förvarsområdet bör platsen överges.
- Under platsundersökningen anpassas förvaret mer noggrant till de då identifierade sprickzonerna. Lämpliga respektavstånd till identifierade regionala och lokala större sprickzoner kan bara bestämmas platsspecifikt men antas utgöra åtminstone flera tiotals meter till lokala större zoner och minst 100 meter till regionala zoner. Om förvaret ej kan inplaceras på ett rimligt sätt (om det skulle behöva delas upp i ett mycket stort antal delar) i förhållande till regionala plastiska skjuvzoner, regionala sprickzoner eller lokala större sprickzoner är platsen inte lämplig för ett djupförvar.
- Om förvaret inte rimligen kan utformas på ett sådant sätt att omfattande och allmänna stabilitetsproblem kan undvikas är platsen olämplig och bör överges.
- Minst någon av indikatorerna negativa Eh-värden, förekomst av Fe^{2+} eller förekomst av sulfid måste vara uppfylld för mätningarna av grundvattnets sammansättning på förvarsdjup. Om ingen av indikationerna tydligt kan påvisa frånvaro av löst syre krävs en fördjupad kemisk bedömning. Om inte ens dessa vidare studier kan påvisa syrefria förhållanden måste platsen överges.
- Uppmätta totala salthalter (TDS) på förvarsnivå måste vara lägre än 100 g/l. Enstaka högre värden kan accepteras om det kan visas att vattnet ligger i områden som kan undvikas.

Förutom dessa direkt diskvalificerande kriterier kan platsens lämplighet ifrågasättas om en stor del av bergmassan mellan sprickzoner har en vattengenomsläpplighet som är större än 10^{-8} m/s. Vid hög vattengenomsläpplighet finns behov av lokal detaljanpassning av förvaret om säkerhetsmarginalen ska bibehållas.

SLUTSATSER

SKB har presenterat vilka krav som ställs på berget, vilka förhållanden i berget som är fördelaktiga (önskemål) och hur man ska bedöma uppfyllelsen (kriterier) av krav och önskemål vid val av plats för platsundersökningar och under en platsundersökning. Rapportens slutsatser och resultat baseras på den kunskap och erfarenhet som kommit fram under SKB:s mångåriga forsknings- och utvecklingsarbete. Speciellt utnyttjas de kunskaper som kommit fram vid SKB:s senast genomförda säkerhetsanalys, SR 97 (SKB, 1999). De i rapporten redovisade kraven, önskemålen och kriterierna används i SKB:s fortsatta arbete med platsval (SKB, 2000a) och för planeringen av platsundersökningarna (SKB, 2000b).

Resultaten, och speciellt kriterierna gäller ett förvar för använt kärnbränsle av typ KBS-3, dvs. ett förvar där bränslet förvaras i kopparkapslar inbäddade i lera på 400 – 700 m djup i det svenska kristallina urberget. Om förvarskonceptet förändras eller om det görs nya tekniska/vetenskapliga landvinningar kan det bli nödvändigt att förändra vissa krav, önskemål eller kriterier. Det bör betonas att arbetet därför inte direkt kan användas

som underlag för lokalisering av andra typer av förvar eller i andra geologiska miljöer. Den använda metodiken kan, å andra sidan, sannolikt tillämpas även vid lokalisering av andra typer av undermarksanläggningar.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB) has performed a project aiming at quantifying requirements and preferences of a suitable repository site. This information is then used for deriving criteria for site selection and evaluation before and during surface based site investigations. The project analyses how the rock properties influence the functions of the deep repository, and whether it is possible to determine requirements and preferences regarding the influence of these properties. Where possible, these functional requirements or preferences have then been translated into requirements or preferences regarding the individual properties (parameters). The requirements concern ore potential, location of fracture zones, rock mechanical properties, presence of dissolved oxygen in the deep groundwaters and salinity of the groundwater at repository depth. Preferences concern a wide range of parameters.

An overall safety assessment and an overall construction analysis comprise essential background material in an integrated assessment of whether a site is suitable. The site is only accepted if it is possible to show in the safety assessment that a safe deep repository can be erected. However, during a site investigation, when measurement data have been obtained from repository depth but before the overall assessment has been carried out, criteria could be used to check whether requirements and preferences might be satisfied. The criteria provide guidance on the outcome of the assessments and can therefore also be used to review a safety assessment.

REFERENSER

Andersson J, Ström A, Svemar C., Almén K-E, Ericsson L O, 2000. Vilka krav ställer djupförvaret på berget? Geovetenskapliga lämplighetsindikatorer och kriterier för lokalisering och platsutvärdering. SKB Rapport R-00-15. Svensk Kärnbränslehantering AB.

SKB, 1999, SR 97 – Säkerheten efter förslutning. Djupförvar för använt kärnbränsle. Huvudrapport (två volymer), Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.

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

SKB, 2000b, Geovetenskapligt inriktat program för undersökning och utvärdering av platser för djupförvaret, SKB Rapport R-00-30, Svensk kärnbränslehantering AB, Stockholm.

PROGNOSTICERING AV GRUNDVATTENPÅVERKAN I JORD VID BYGGANDE I BERG – EXEMPEL FRÅN HALLANDSÅS.

Prognoses of the impact on groundwater in soil due to rock construction – the Hallandsås case.

Bo Olofsson, Inst. för Anläggning och Miljö, KTH, 100 44 Stockholm

INLEDNING

Byggande i berg under grundvattennivån innebär nästan alltid någon form av påverkan på grundvattensystemen i berg och jord. Bygghistorien är full av exempel på förväntade eller oväntade grundvattenläckage vid bergbyggande, trots omfattande förundersökningar och tekniska tätningsåtgärder. De heterogena och anisotropa grundvattensystemen i svensk berggrund och jordlager innebär stora svårigheter att korrekt prognosticera grundvattenläckage och grundvattenpåverkan. Stora svårigheter finns också att validera gjorda prognoser på grund av svårigheter att göra riktiga mätningar av inläckaget och kvantifiera den verkliga avsänkningen till såväl storlek som utbredning i jord- och berggrunden. En hel del beräkningsverktyg finns idag att tillgå, bl a i form av sofistikerade matematiska modeller i 2 och 3D. Eftersom dessa i regel kräver stora mängder och kvalificerade indata som inte alltid finns att tillgå, används fortfarande ibland enkla analytiska beräkningar, som i bästa fall kan ge en grov uppskattning av läckage och grundvattenpåverkan. Ett antal studier har gjorts vid KTH beträffande prediktion av vattenläckage och grundvattenpåverkan vid bergbyggande (bl a Olofsson, 1991, Cesano & Olofsson, 1997, Cesano, 1999, 2001). Föreliggande uppsats behandlar huvudsakligen de svårigheter som finns beträffande prognoser av grundvattenpåverkan i jord medan inläckningsprognoser inte ryms här. De olika prognoserna är dock intimt förknippade med varandra och jord-berggrundvattensystemen måste betraktas som en helhet.

Vid byggande av bergtunneln genom Hallandsås har frågeställningarna beträffande prognosticering starkt aktualiserats. Framdrivningen av tunneln stoppades visserligen hösten 1997 som en direkt följd av tätningsförsöken med Rhoca Gil men avgörande för hela tunnelprojektets framtid har dels varit de höga kostnader som en lining medför, dels de miljöeffekter som dräneringen av berg och jord kan antas förorsaka. Som grund för miljöeffektbeskrivningar har krävts beräkningar av den grundvattensänkning som kommer att uppstå främst i jordlagren. Själva effektanalysen beträffande jordbruk, skogsbruk och naturmiljö, vilket ingår i en miljökonsekvensbeskrivning över Hallandsåstunneln, har utförts av en forskargrupp vid Sveriges Lantbruksuniversitet (Florgård et al, 2000). Som underlag har huvudsakligen två olika bedömningar av grundvattensänkning runt tunneln använts, matematisk modellering med

modelleringsverktyget MIKE SHE (PUH, 2000) samt en sårbarhetsbedömningsmetod som speciellt utvecklats för ändamålet, baserad på den så kallade RV-metoden (RiskVariabel-metoden). Denna uppsats beskriver huvudsakligen den senare metoden.

KOMPLEXITETEN JORD-BERGGRUNDVATTEN

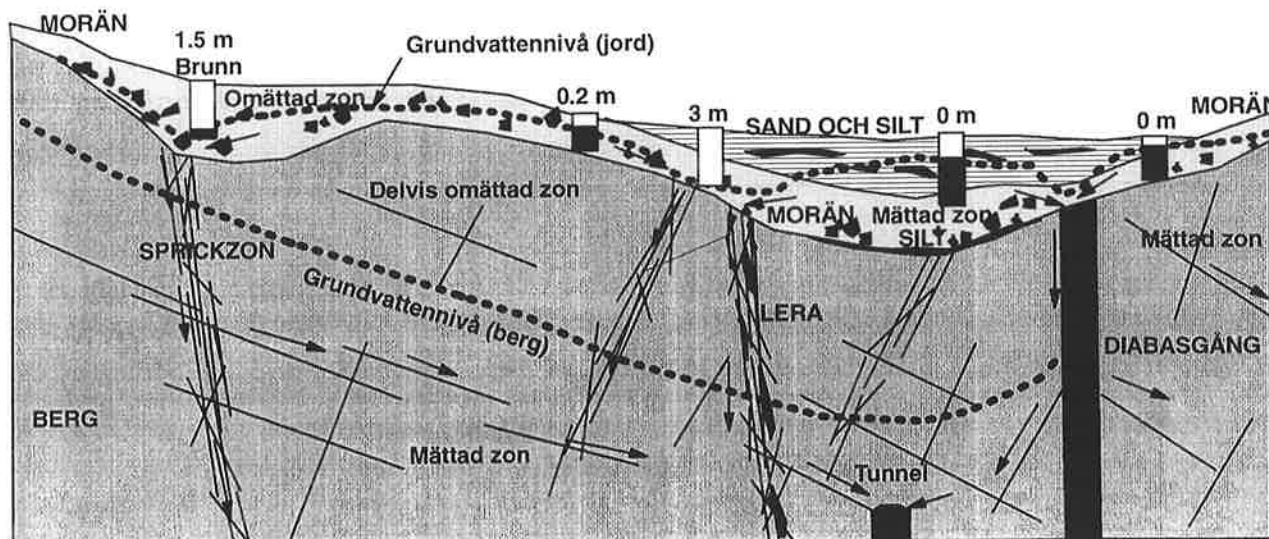
Påverkan av grundvattensystemen i jordlagren bestäms huvudsakligen av ett begränsat antal viktiga faktorer:

- Bortledandet av berggrundvattnet. Denna bestäms i sin tur huvudsakligen av inläckagets storlek i berganläggningen, sprickornas hydrauliska egenskaper som i sin tur är en följd av deras sprickkaraktäristika samt bergets kinematiska porositet.
- Flödesmöjligheter från jord till berg. Endast där konduktiva bergsprickor står i hydraulisk förbindelse med konduktiva jordlager kan flöde från jord till berg uppstå. Ett tunt lager av silt längs bergytan i kontakten mot jordlagren kan effektivt blockera dränering från jord till berg även där förutsättningarna för dränage genom berget är goda. En genomgång av olika flödesscenarier från jord till berg har gjorts av Olofsson (1994). I Hallandsås är det ytliga berget ibland starkt leromvandlat vilket ytterligare begränsar dräneringsmöjligheterna.
- Jordlagrens hydrauliska konduktivitet. Denna kan kraftigt variera såväl lateralt som vertikalt. Ibland begränsas den faktiska vertikala konduktiviteten av lågkonduktiva lager som effektivt blockerar flödesvägarna. I grövre jordlager, såsom sand och grus, blir utbredningen av grundvattensänkningen således betydligt större än i finkornigare och tätare jordlager.
- Jordlagrens lagringsförmåga samt magasinets storlek. Ett litet grundvattenmagasin kan snabbt avsänkas, speciellt om jordlagren är starkt genomsläppliga. Å andra sidan finns många exempel på mycket stora vatteninläckage till tunnlar, t ex under isälvsavlagringar, som knappast medfört någon grundvattensänkning alls.

Det är därför närmast omöjligt att utan betydande detaljkunskaper om jordlagrens stratigrafi och egenskaper beräkna den grundvattensänkning som kommer att uppstå i en specifik punkt. En förenklad bild av komplexiteten visas i **figur 1**. Som framgår av figuren har dräneringen av bergmagasinet medfört en delvis omättad zon i det ytliga berget som i sin tur överlagras av vattenmättade jordlager. Grundvattensänkningens storlek i berg kommer därför inte att påverka grundvattensänkningens storlek i jord utan bestämmer endast inom vilka arealer grundvattensänkning i jordlagren kan uppkomma. Den faktiska grundvattensänkningens storlek i jord blir istället helt beroende av lokala variationer i jordlagren. Utan god kännedom om deras hydrauliska egenskaper bör därför noggrann prediktion av grundvattensänkningens storlek inte göras.

Av tradition brukar jordlagrens egenskaper sällan beaktas vid bergbyggnad. När Bolmentunneln byggdes 1975-1986, som för övrigt i sina sydligaste delar berör Hallandsås, fanns över huvud taget ingen jordartsgeologisk karta längs tunnelsträckningen trots att berget knappast alls går i dagen någonstans. När arbetet med Hallandsåstunneln stoppades 1997, fanns inga undersökningar alls gjorda beträffande

jordlagrens hydrauliska egenskaper, däremot ett mycket stort antal undersökningar av bergets egenskaper. Vid vissa tunnelprojekt görs dock större jordlagerundersökningar, främst i tätorter med leriga jordarter där dyrköpta erfarenheter beträffande grundvattensänkningar och marksättningar i lerområden har tvingat fram betydande undersökningar av jordlagrens hydrauliska egenskaper, t ex vid byggandet av Södra Länken, Stockholm.



Figur 1 Principiell skiss över dränering i berggrunden vid tunnelbyggande och hur detta lokalt kan påverka grundvattenförhållandena i jord. I verkligheten är förhållandena än mer komplexa (Olofsson et al, 2001).

(Principal sketch showing drainage of the bedrock due to tunnelling and its impact on the groundwater conditions in soil. In reality the local situation is even more complex)

Jordlagrens egenskaper är dock viktiga att belysa även ur ett byggnadstekniskt tunnelperspektiv. Även om det är bergsprickornas hydrauliska konduktivitet som bestämmer det instanta inflödet till berganläggningen i ett oinjekterat berg, så bestämmer jordlagrens egenskaper till stor del hur länge detta inflöde kan fortgå, dvs det totala inflödet. Den kinematiska porositeten (flödesporositeten) i svensk berggrund är nämligen mycket liten, en hundra del till en tusen del av motsvarande porositet i jordlagren. Lika stor mängd vatten som kan flöda genom en bergpacke på 50 m, kan alltså flöda genom ett sandskikt på bara 0.05 m. Utan tillflöde från jordlagren till berget kan ett läckage till berganläggningen närmast helt upphöra allteftersom bergmagasinet snabbt töms. Vid en statistisk studie nyligen över inläckage till Bolmentunneln i relation till naturgivna och tekniska faktorer (Cesano, Olofsson & Bagtzoglou, 2000) framgår därför att jordlagrens egenskaper har haft betydelse även för inläckaget till tunneln.

MATERIAL OCH METODIK

Alltsedan tunnelframdriften på Hallandsås stoppades har ett flertal matematiska modelleringar genomförts, huvudsakligen med MIKE SHE och MODFLOW. En jämförelse mellan modellerade grundvattenavsänkningar i jord med MIKE SHE och verkliga kvantifierade avsänkningar i jordbrunnar på Hallandsås 1998 visade dålig överensstämmelse, varför Banverket beslöt att inom ramen för PUH (Projekt Utredning Hallandsås) anpassa och testa en variabelbaserad metodik för sårbarhetsanalys för grundvattensänkningar runt tunnelsträckningen. Metodiken, den s k RV-metoden (RiskVariabel-metoden) framtoogs ursprungligen under 1990-talet som ett strukturerat sätt att bedöma risken för saltvatteninträning i bergakviferer (Lindberg & Olofsson, 1997). Det är en empirisk metod som hämtar erfarenheter från de delar av tunneln som redan konstruerats (34% av tunnelsträckningen), vilket kompletteras med erfarenheter från andra tunnlar i svensk miljö. Metodiken baseras på identifiering av ett antal nyckelfaktorer (naturgivna och tekniska) som ökar eller minskar risken för grundvattenpåverkan genom tunnelbygget. Huvuddelen av det förberedande arbetet består i att statistiskt identifiera och analysera (förutsatt att det finns tillräcklig mängd data) dessa faktorer samt bestämma deras betydelse (vikt). Om tidigare mätdata saknas eller är otillräcklig måste faktorer och vikter baseras på tidigare erfarenheter, t ex från tunnelbyggen i likartad geologisk miljö. RV-metoden kan uttryckas enligt:

$$V_1 * R_1 + V_2 * R_2 + V_3 * R_3 + \dots + V_n * R_n = \sum_{i=1}^n V_i * R_i = SRV \text{ (Slutligt RiskVärde)}$$

där V_i är riskvärdet hos de olika variablerna indelade i klasser och R_i är vikten av den specifika variabeln. En förenklad osäkerhetsanalys utförs också enligt:

$$U_1 * R_1 + U_2 * R_2 + U_3 * R_3 + \dots + U_n * R_n = \sum_{i=1}^n U_i * R_i = SOV \text{ (Slutligt OsäkerhetsVärde)}$$

där U_i är osäkerheten (definierad av användaren) hos den specifika variabeln och R_i är vikten av variabeln. Negativa Slutliga Riskvärden (SRV) innebär en ökad risk för grundvattensänkning. Vid ett negativt osäkerhetsvärde (SOV) är osäkerheten så hög att slutsatser inte bör dras på basis av resultatet.

Observera att begreppet *riskvariabler* (dvs de nyckelfaktorer som används), liksom *RiskVariabel-metoden* inte får förväxlas med traditionell *riskanlys*, eftersom de statistiska beräkningar som här utförs enbart syftar till att värdera olika naturgivna och tekniska variabelers betydelse för grundvattensänkning, dvs de variabler som utgör grunden för en *sårbarhetsanalys*.

Inom ramen för Hallandsåsprojektet har en mycket stor mängd data insamlats och databaslagrats, vilket givit goda möjligheter för statistiska analyser. Grundvattennivåer finns samlade från mer än 700 punkter, de flesta saknar dock tidsserier och kan bara

visa enstaka nivåmätningar. Ursprungligen framtogs 237 brunnar och rör i jord längs tunnelsträckningen, vilka vardera omfattar mer än 10 nivåmätningar. Efter ytterligare sovring där brunnar med korta mätserier samt dålig korrelation med referensbrunnar och därmed mycket oklara avsänkingsförhållanden sorterats bort, återstod för varje faktor 150-200 brunnar som kunnat bearbetas statistiskt. De olika momenten i metodiken har omfattat:

1. Beräkning av grundvattensänkning i de befintliga rören och jordbrunnarna. För att räkna bort de naturliga säsongsvariationerna i grundvattennivåer (som ofta är betydligt större än grundvattenpåverkan) har två skilda statistiska metoder använts, *modifierad Double Mass* (Svensson, 1988) och *stegvis linjär regression* (Olofsson, 1991). Programvaran, GCP (Groundwater Control Programme) är utvecklat vid KTH.
2. Sammanställning av en stor mängd information rörande de olika mätpunkterna, omfattande såväl naturgivna (bl a geologiska och topografiska förhållanden) som tekniska faktorer (brunnstyp, brunnsdjup etc). All information hämtades från existerande databaser och kartor (geologiska, tektoniska, topografiska) med hjälp av GIS (Geografiskt InformationsSystem), totalt 16 olika faktorer.
3. Statistiska analyser av de olika faktorernas (oberoende variabler) relation till den beräknade grundvattensänkningen i befintliga brunnar (beroende variabel). Analyserna har omfattat *korrelationsanalys*, *variensanalys (ANOVA)*, *principalkomponentanalys (PCA)* samt *multipl linjär regressionsanalys (MLRA)*. Eftersom faktorerna omfattade både numeriska (t ex avstånd till utsprängd tunnel) och icke-numeriska faktorer (t ex markanvändning) klassindelades och normaliserades alla faktorer i 2-5 klasser med värden -1 till +1, där negativa värden omfattar tillstånd som ökar risken för grundvattensänkning.
4. Begränsning av antalet medtagna faktorer. För att minska risken för överlappningar mellan faktorer och efter PCA, minskades antalet relevanta faktorer till omkring 12.
5. Bestämning av faktorernas relativa betydelse (vikter). Detta gjordes med tre skilda metoder, *konceptuellt* (dvs baserat på logiska resonemang, erfarenheter från tidigare tunnlar samt de statistiska analyser som utförts på Hallandsås), *slumpvis* (låta datorn slumpvis generera vikter, analysera SRV och med minsta kvadratmetoden jämföra dessa med befintliga grundvattensänkningar) samt *automatiskt strukturellt* (dvs låta datorn strukturellt testa olika viktningar tills den bästa anpassningen mot befintliga grundvattensänkningar erhöles genom minsta kvadratmetoden). De båda senare metoderna krävde hundratusentals iterationer.
6. Jämförelse mellan beräknade avsänkningar i befintliga brunnar och verkligt uppmätta. Genom klassindelning och linjär normalisering av såväl riskvärden (SRV) som verklig grundvattensänkning, beräknades vad olika SRV faktiskt innebär för

storlek på grundvattensänknningen. Värdet gäller dock endast vid ett inläckage som överstiger nuvarande vattendom.

7. Indelning av tunnelsträckningen i pixlar om 50*50 m inom en 6 km bred zon runt tunnellen, totalt 21 700 pixlar. Arbetet genomfördes i GIS (ArcView med Spatial Analyst).
8. Behandling av varje pixel som en tänkbar brunn och identifiering av de olika faktorerna (huvudsakligen naturgivna) i GIS för varje pixel. En karta (ett skikt i GIS) framställdes för varje faktor.
9. Beräkning av SRV för varje pixel genom sammanläggning och viktning av de olika skikten. Resultaten från alla tre viktningsskikten testades för att identifiera skillnader mellan de olika viktningsskikten.

RESULTAT

Grundvattensänkning

Beräkningar av den faktiska grundvattensänknningen längs tunnelsträckningen visar att 32% av de grävda brunnarna och rören längs tunnellen är idag påverkade mer än 0.5 m (Banverket, 1999). Omkring 13% är påverkade mer än 3 m. Idag är 34% av tunneln konstruerad men det stora flertalet av befintliga brunnar ligger i anslutning till norra och södra randområdena, dvs områden som redan penetrerats av tunneln.

Korrelationsanalys

Tabell 1 visar resultatet av korrelationen mellan den genomsnittliga grundvattensänknningen under 1998 och olika valda faktorer (numeriska och klassindelade icke-numeriska). Endast brunnar med långa mätserier är medtagna. Ett flertal enskilda faktorer visar signifikant korrelation även om denna är svag eller måttlig.

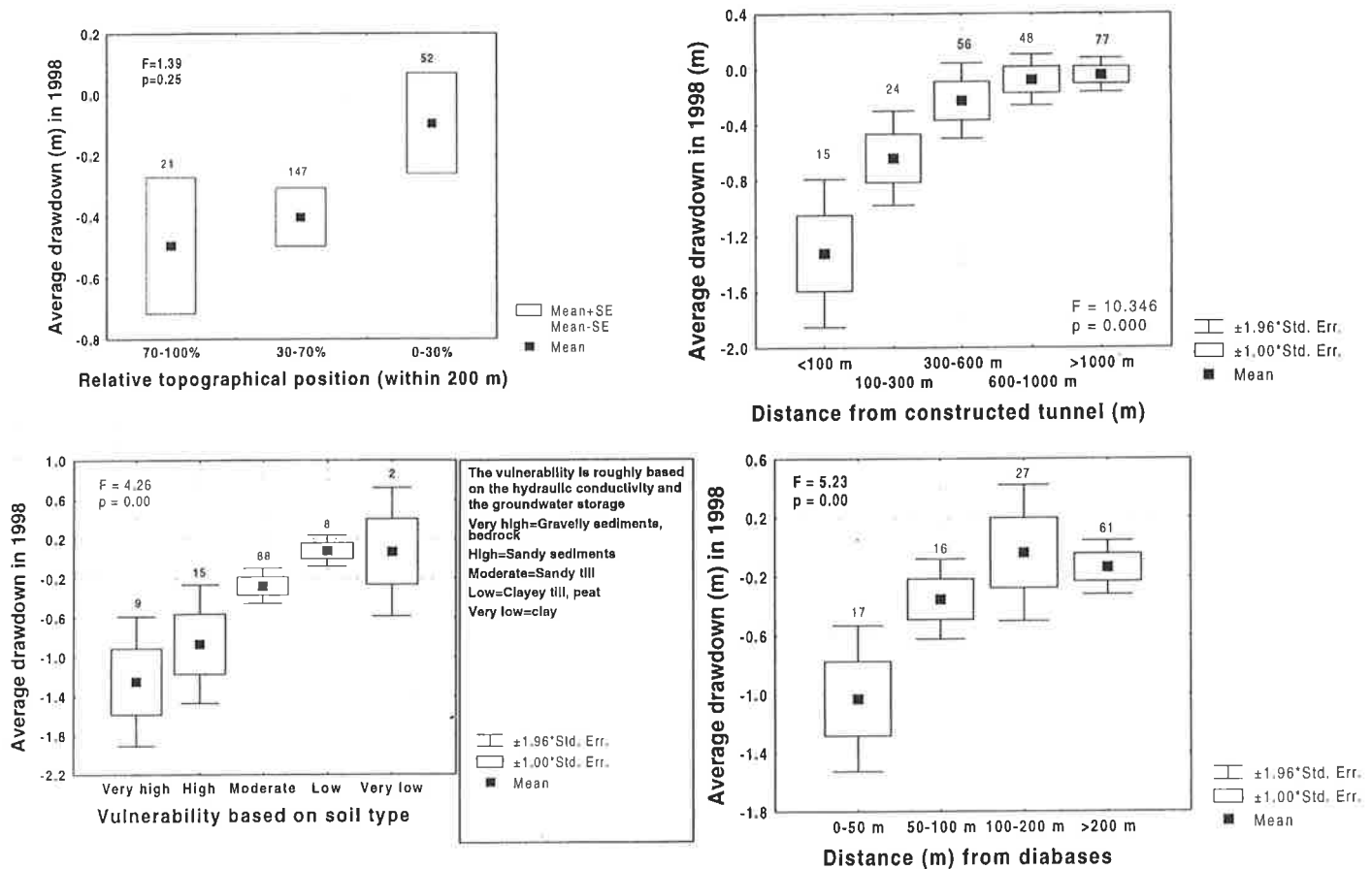
Tabell 1 Korrelationsanalys (Pearson r) mellan grundvattensänkning i grävda brunnar och rör (n=150) och valda faktorer. De rasterade korrelationsvärdena är signifikanta på nivån $p < 0.05$.

(Correlation analysis (Pearson r) between drawdown in dug wells and tubes (n=150) and selected factors. Marked values are significant on level $p < 0.05$)

Nederbörd	-0.04	Procent torv	0.13	Avstånd till diabasgångar	0.17
Skillnad i höjd inom 200m	0.01	Procent hållmark	-0.14	Avstånd till morfologiska lineament	0.20
Brunnens relativa nivå	-0.06	Jorddjup	0.19	Avstånd till sprickzoner	0.10
Marklutning	0.07	Brunnsdjup	0.03	Markanvändning (numeriskt klass.)	-0.12
Jordart (numeriskt klass. baserad på hydr. kond.)	0.34	Avstånd till tunnel	0.27		

ANOVA och MLRA

Klassindelning gjordes av samliga faktorer, såväl numeriska som icke-numeriska inför ANOVA. Några faktorer visar dålig överensstämmelse med normalfördelning. Trots att detta i något fall ger avkall från en helt korrekt statistisk behandling, har dock bedömningen varit att parametrisk statistik genomgående kunde användas, eftersom de statistiska beräkningarna endast utförts som hjälp att värdera vikten hos de olika faktorerna för den *konceptuella* viktbestämningsmetodiken. **Figur 2 a-d** visar resultat av ANOVA för några enskilda faktorer mot beräknad grundvattensänkning.



Figur 2 ANOVA över några klassindelade faktorer i förhållande till grundvattensänkning i jord.
(ANOVA of some factors versus drawdown in soil)

En sammanställning av resultaten från ANOVA visas även i **Tabell 2**.

Tabell 2 Sammanställning av resultat från ANOVA mot grundvattensänkning i jord
(Summary of results from ANOVA versus drawdown in dug wells)

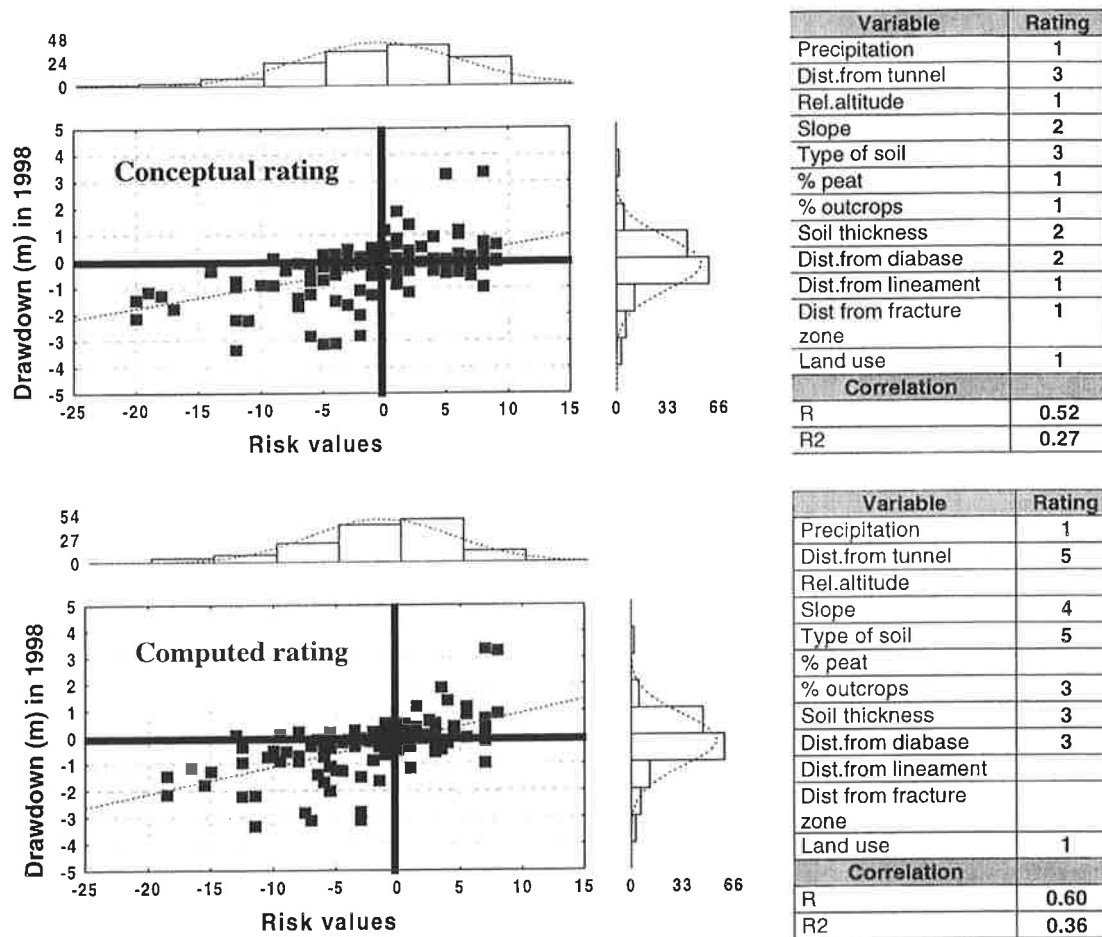
+ positiv korr. (*positive corr.*) - negativ korr. (*negative corr.*) * Icke numerisk faktor (*non-numerical*)
 +++/---/*** Tydlig klasskillnad ($p < 0.05$) (*clear class difference*)
 ++/--/** Måttlig klasskillnad ($p < 0.1$) (*moderate class difference*)
 +/-/* Liten klasskillnad ($p < 0.2$) (*small class difference*)
 (+) (-) (*) Möjlig klasskillnad ($p > 0.2$) (*possibly class difference*)

Faktor	Värde	Faktor	Värde
Nederbörd		Andel amfibolit (%)	
Avstånd från konstr.tunnel	---	Brunnsdjup	---
Höjdskillnad i området		Jorddjup	---
Lutning (%)	(-)	Avstånd från diabas	---
Relativ höjdnivå (%)	(+)	Avstånd från morfologiska lineament	-
Jordart	***	Avstånd från sprickzoner	---
Andel berg i dagen (%)	++	Markanvändning vid brunn	**
Andel torvmark (%)	-	Markanvändning inom 500 m	***

Ett flertal faktorer visar tydliga klasskillnader. De viktigaste faktorerna var *avstånd från konstruerad tunnel, jordart, jorddjup* samt *avstånd från sprickzoner*. Principalkomponentanalys (PCA) visade att det krävdes 14 av de 16 faktorerna för att förklara 99% av den totala variansen i datasetet samt att många av variablerna bidrog påtagligt till variansen. En multipel linjär regressionsanalys (MLRA) utfördes också, vilken gav $R=0.68$ ($R^2=0.47$, $F=6.27$, $p=0.00$). Omkring hälften av variationen i grundvattensänkning i jord kan alltså förklaras med hjälp av de valda faktorerna. Ingen större vikt kan dock läggas vid regressionen eftersom ett stort antal faktorer medtagits.

Viktsbestämning

Resultaten av den konceptuella viktningen samt den strukturellt beräknade (genom minsta kvadratmetoden) visas i **figur 3**.



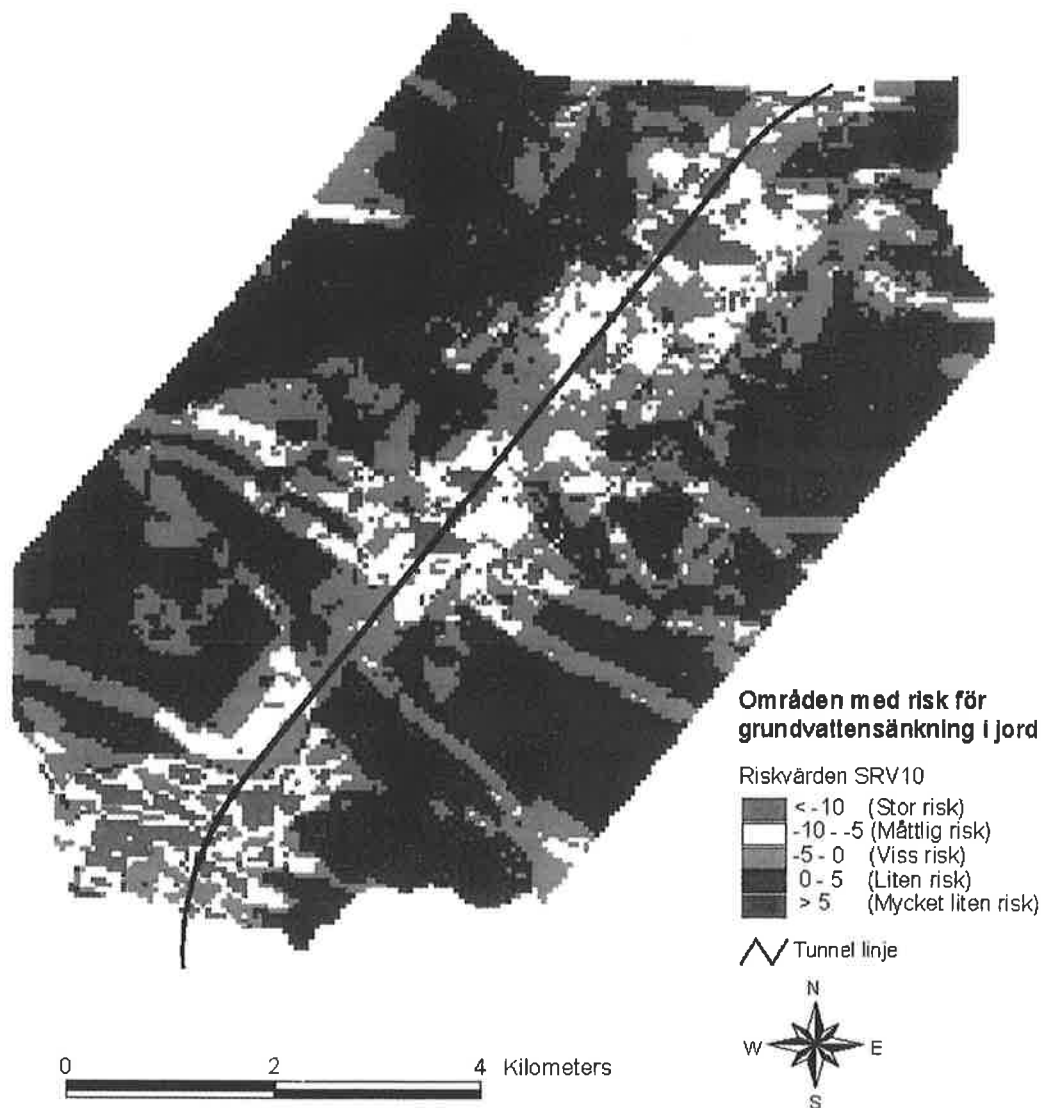
Figur 3 Resultat från viktsbestämning genom konceptuell viktning samt genom en automatiskt strukturell beräkningsmetodik.
(*Estimation of factor ratings using a conceptual method as well as using an automatic structured method*)

Framställning av sårbarhetskartor i GIS

De sårbarhetskartor som slutligen framställts längs Hallandsås baserat på RV-metoden i GIS och med olika viktningmetoder visar stor överensstämmelse. Den automatiskt strukturella viktningen visas i **figur 4**. Områden med stor avsänkingsrisk återfinns främst på Hallandsås norra och södra delar samt lokalt på de centrala delarna. Avsänkingsrisken är koncentrerad längs tunnellen utom där strukturer i berggrunden, främst diabasgångar och sprickzoner, ger ökad utsträckning på grundvattensänkning i jord.

En jämförelse mellan riskvärden enligt RV-metoden och faktiska avsänkningar i jordbrunnar visar en linjär korrelation på $R=0.60$. Samtliga brunnar med verklig

avsänkning mer än en meter gav negativa *Slutliga RiskVärden (SRV)*. En sammanställning av de olika riskklasserna enligt sårbarhetskartan och verkliga grundvattenavsänkningar i de områden som hittills färdigställts, visas i **tabell 4**.



Figur 4 Områden med risk för grundvattenpåverkan i jord längs tunnellen beräknad med RV-metoden. Observera att bedömningen är mycket osäker på större avstånd än ca 2 km från tunneln (Olofsson, 2000)
(*Drawdown assessment in soil estimated using the RV-method. The estimation has a high uncertainty at a distance of 2 km from the tunnel*)

Tabell 4 Riskklassernas betydelse för grundvattenpåverkan, baserat på hittillsvarande erfarenheter samt inläckning överstigande vattendom. Avsänkningen redovisas som årlig genomsnittlig avsänkning (m).

(Risk classes and their actual drawdown in soil based on experiences up to today and leakage exceeding accepted limits. Given as annual mean drawdown, m)

Färg	SRV	Sårbarhet	Medel (m)	Median (m)	25% (m)	75% (m)
Röd	< -10	Stor risk	1.5	1.4	> 2.2	> 0.9
Gul	-5 -- -10	Måttlig risk	0.9	0.6	> 1.2	> 0.3
Ljusblå	0 -- -5	Viss risk	0.4	0.1	> 0.3	0
Mörkblå och grön	> 0	Liten risk samt Mycket Liten risk	0	0	> 0.1	0

DISKUSSION

RV-kartans giltighet

Den sårbarhetsbedömning som utförts innehåller, liksom alla former av prognosverktyg, givetvis en hel del osäkerheter och oklarheter. Digital indata i form av topografisk och geologisk information har maximal noggrannhet av 50*50 m inom vilket område stora lokala skillnader kan förekomma. Kartbilden bygger på statistisk empirism. Om de delar av tunneln som ännu inte färdigställts har avsevärt olika förhållanden mot de delar som hittills konstruerats, kommer kartbilden att ge felaktiga resultat. En jämförelse med Bolmentunneln som löper ett antal tiotals kilometer österut och som i stora delar uppvisar naturförhållanden som påminner om de på centrala Hallandsås, visar att de faktorer som varit av betydelse för grundvatteneffekter på Hallandsås, även varit av stor betydelse längs Bolmentunneln. Samstämmigheten i resultaten förstärker trovärdigheten.

En annan viktig invändning är att de statistiska analyserna och således kartbilden baseras på en inläckning i tunneln som är betydligt större än den som kommer att tillåtas vid en fortsatt utbyggnad. Det bör därför noga påpekas att giltigheten i kartan endast gäller inom de områden där grundvattensänkning i underliggande berg kommer att uppstå. Kartan måste alltså kombineras med någon beräkning över grundvattensänkningen utbredning i underliggande berg, t ex de modelleringar med MODFLOW och MIKE SHE som samtidigt utförts. Scenarieanalys med olika drivningsmetoder och tätningsåtgärder kan göras med matematisk modellering. RV-kartan ger därefter en differentierad avsänkingsbild för jordlagren inom de områden där grundvattensänkning är tänkbar. Däremot spelar det ingen som helst roll för den enskilda punkten i jord om sänkningen blir fem eller tjugo meter i underliggande berg, för så fort det uppstår en omättad zon i berget kommer dräneringen från jord till berg i punkten att vara konstant.

Kartans osäkerhet är stor på stort avstånd från tunneln, beroende på att det funnits få brunnar att tillgå på stora avstånd, med långa tidsserier av grundvattennivåer. Avsänkningen blir därför orealistiskt stor på stora avstånd, t ex längs sprickzoner och diabasgångar. Den risk för avsänkning som visas långt väster om tunneln (dvs väster om Sinarpsdalen) är således orealistisk genom att dalgångens låga topografiska nivå förhindrar sådan hydraulisk förbindelse. Kartans osäkerhet är också störst beträffande torv- och lerområden, beroende på att få mätpunkter funnits att tillgå från dessa jordarter.

Trots de osäkerheter som föreligger i digital indata och i den empiriska metodiken som sådan, uppvisar de punktvisa beräkningarna i enskilda brunnar runt tunneldelar som hittills konstruerats (34%) en god överensstämmelse med kartbilden. Samtliga brunnar med mer än en meters avsänkning har kunnat förklaras och predikteras med hjälp av de valda variablerna.

Jämförelse med matematisk modellering

En jämförelse med matematisk modellering av grundvattensänkning i jord med MIKE SHE, visar såväl stora skillnader som likheter. För de områden som hittills penetrerats av tunneln, visar modelleringen med MIKE SHE dålig eller mycket dålig överensstämmelse med verkliga avsänkningar, troligtvis beroende på att jordlagrens hydrauliska egenskaper inte hanterats korrekt samt att MIKE SHE-modelleringen har ett mycket grövre nät (100*100 m). I de områden där de största grundvattensänkningarna predikterats har de verkliga avsänkningarna varit mycket små eller obefintliga, trots ett betydligt större inläckage. Då grundvattensänkningen endast modellerats utifrån inläckage till tunneln, har den grundvattenpåverkan i jord som uppstått till följd av jordskärningar utanför den södra tunnelmynningen inte predikterats med MIKE SHE.

För de områden som återstår av tunnelsträckningen, dvs huvudsakligen de centrala delarna av Hallandsås, visar RV-metoden och MIKE SHE-modelleringen god överensstämmelse. I dessa områden är jordlagren ofta tunna och tämligen genomsläppliga, varvid grundvattensänkningen i jord till stor del bestäms av motsvarande avsänkning i berg. Undantaget är terrängens lågpunkter där torv och mer finkorniga jordlager förekommer, vilka bedöms medföra liten grundvattensänkning.

Genom att metoderna är utförda på två helt skilda sätt och ändå visar god överensstämmelse på centrala Hallandsås, förstärks giltigheten i slutsatsen att grundvattensänkningarna i jord vid fortsatt bygge av tunnel genom Hallandsås, kommer att bli måttliga och lokala.

SLUTSATSER

Projektet har visat att grundvattensänkning i jord till följd av undermarksbyggande är starkt beroende av de lokala geologiska och hydrogeologiska förhållandena och att

möjligheterna att utföra tillförlitliga prognoser måste baseras på god kännedom om de geologiska förhållandena i jord. Ett flertal naturgivna och tekniska faktorer är statistiskt korrelerade till grundvattensänkningens storlek, såsom jordart, jordlagrens mäktighet, förekomst av dränerande strukturer i underliggande berg samt avstånd från dränerande tunnel. Kännedom om dessa faktorerets betydelse på Hallandsås och andra tunnlar bör bidra till ökad förståelse för och utvecklande av bättre verktyg för prognoser. Den empiriskt och variabelbaserade metodik som här utvecklats (RV-metoden) har visat god överensstämmelse med uppmätt avsänkning i brunnar och rör inom de områden som hittills berörts av tunnelbyggnationen. Inom de områden som återstår visar metodiken, tämligen god överensstämmelse med matematisk modellering och avsänkning i jordlagren bedöms sammantaget bli lokal och måttlig. För att möjliggöra säkrare prognoser krävs dock omfattande kompletteringar av jordlagerinformation, något som fortfarande saknas på Hallandsås.

SUMMARY

Underground constructions beneath the groundwater level in rock generally affect the groundwater levels in soil. Analytical and numerical models often fail to correct predict the impact due to high hydraulic heterogeneity and complex saturated-unsaturated flow systems. The aim of this project has been to develop and test an empirically based prognosis tool, presented as a variable based vulnerability map along the railway tunnel Hallandsås, Sweden. The project is a part of a broad multidisciplinary programme (PUH) aiming to state predictions of the environmental impact of tunnelling at Hallandsås. Up to today 34% of the tunnel stretch has been constructed. Statistical analyses using correlation analyses, analyses of variance (ANOVA), principal component analyses (PCA) and multipel linear regression analyses (MLRA) have been carried out using the calculated drawdown in 150-200 dug wells and tubes versus various natural and technical factors, such as topography, geology, precipitation, distance from the tunnel and from rock structure elements. All data have been compiled from maps and databases and the project has been made in a GIS environment with a grid net size of 50*50 m.

The statistical analyses point out that several factors are important for the impact on groundwater in soil, e.g. type of soil, soil depth, distance from the tunnel and from rock structures such as diabases and fracture zones. Using multivariate statistics and a risk variable method (the RV method) most of the drawdown could be explained by the method, including about 10 different factors. All factors, non-numerical as well as numerical, have been classified and normalised. A vulnerability map of the risk of drawdown along the tunnel has been compiled in a GIS. Ratings of the various factors included were set in a conceptual way (based on the statistics and previous experiences from other tunnels) as well as automatically by a structured computer programme based on the least square method.

The results from the RV-method well agree ($R=0.6-0.7$) with the actual drawdown values in wells that are located in the areas already affected by the constructed parts of the tunnel. A comparison between numerical modelling (MIKE SHE) and the RV-method indicates a fairly good agreement of the predicted drawdown along the tunnel line, in areas where the tunnel has not yet been constructed. Finally, the project indicates that in order to get reliable predictions of the impact on groundwater in soil due to tunnelling in rock, it is necessary to have a good knowledge of the soil stratigraphy and the hydraulic conditions in the soils. However, there are still very few investigations carried out of the soil conditions along the Hallandsås tunnel.

ACKNOWLEDGEMENT

Projektet har genomförts som ett uppdrag åt Banverket inom ramen för PUH (Projekt Utredning Hallandsås). Digitala data har delvis erhållits från MGG (Miljögranskningsgruppen). GIS-bearbetningen har huvudsakligen utförts av Magnus Thunstedt, Banverket. Till alla som bidragit med data och synpunkter riktas ett varmt tack.

REFERENSER

- Banverket, 1999: Banverket, Södra banregionen. Projekt Hallandsås. Prövotidsredovisning, Mål M 13/99. Huvudtillståndet. Rapport från SWECO 1999-11-22.
- Cesano, D., Olofsson, B., 1997: Impact on groundwater level when tunnelling in urban areas. *in* Chilton et al. 1997: Proc. XXVII IAH congress on *Groundwater in the Urban Environment*, vol 1, s 219-224, A.A. Balkema
- Cesano, D., 1999: Prediction of groundwater flows into underground constructions in hard rocks. Lic.avhandling. KTH, Inst. för Anläggning och Miljö, TRITA-AMI LIC 2036.
- Cesano, D., Olofsson, B., Bagtzoglou, A.C., 2000: Parameters regulating groundwater inflows into hard rock tunnels – a statistical study of the Bolmen tunnel in Southern Sweden. *Tunneling and Underground Space Technology* vol 15, nr 2, s 153-165.
- Cesano, D., 2001: Water leakage into Underground Construction in Fractured Rocks. Geological and Hydrogeological Information as a Basis for Prediction. Doktorsavhandling. Inst.för Anläggning och Miljö. TRITA-AMI PHD 1039 (framläggs vid KTH 2001-02-19)

- Florgård, C., Linnér, H., Olsson, M., Olsson, S., Persson, G., Wiklander, G., 2000: Grundvattensänkning på Hallandsås. Effekter på natur, jordbruk och skogsbruk. Inst. för landskapsplanering Ultuna. Samhälls- och landskapsplanering nr 11, Uppsala.
- Lindberg, J., Olofsson, B., 1997: Risk för salt grundvatten - en studie med hjälp av GIS över delar av Norrtälje kommun. Rapport från Norrtälje kommun, SGU och KTH. Norrtälje kommun, 32 s
- Olofsson, B., 1991: Impact on groundwater by tunnelling in hard crystalline rocks. Doktorsavhandling. KTH, institutionen för mark och vattenresurser, Trita-Kut 1063, 360 s.
- Olofsson, B., 1994: Flow of groundwater from soil to crystalline rock. *Applied Hydrogeology*, vol2, no 3, pp 71-83.
- Olofsson, B., 2000: Projekt Utredning Hallandsås (PUH). Parameterbestämning och resultat från RiskVariabelmetoden applicerad på grundvattenpåverkan i jord vid tunnelbyggande på Hallandsås. KTH, avd för mark- och vattenresurser. Rapport 2000-09-12.
- Olofsson, B., Jacks, G., Knutsson, G., Thunvik, R., 2001: Grundvatten i hårt berg – en analys av kunskapsläget. KASAM, Kunskapsläget på kärnavfallsområdet 2001. Förhandskopia på utredning.
- PUH, 2000: Projekt Utredning Hallandsås. Utredningar Miljö. Modellsystem för ytligt grundvatten. Rapport från Ramböll 2000-07-10. *Granskningskopia*.
- Svensson, C., 1988: Analys av påverkade grundvattennivåer. Geohydrologiska Forskningsgruppen. Chalmers Tekniska Högskola, meddelande no 84, 35 s.

TUNNELDRIVNING GENOM JETPELARFÖRSTÄRKTA OMRÅDEN INOM SÖDRA LÄNKEN

Tunneling through soil reinforced by jet-grouting at Södra Länken, Stockholm

*Lars Bjerin, Vägverket Region Stockholm
Kai Palmqvist, Bergab*

Synopsis

On the Södra Länken (The Southern Link) rock tunnel project, jet-grouting has been used to pass through two areas where the rock coverage was thin or non-existent. This article describes the jet-grouting technique and how it was used on Södra Länken. The design philosophy is shown and alternative methods are compared. The challenges faced during construction are described and the results of supervision and tests are discussed as well as consequences and precautions for the subsequent tunnel excavation.

Orientering

Vid Södra Länkens bergtunnlar har jetpelartekniken använts för att passera två sträckor med ingen eller tunn bergtäckning. Den ena sträckan är belägen under kvarteret Tåkern (Borensvägen) och den andra under Bolidenplan, se figur 1. Artikeln redogör för jetpelartekniken och dess tillämpning vid tunneldrivning för Södra Länken. Projekterat utförande beskrivs översiktligt och jämförs med alternativa metoder. Problem och svårigheter under utförandet beskrivs liksom genomförda kontroller. Resultaten av utförandet diskuteras och de följder detta fick för den efterföljande tunneldrivningen.

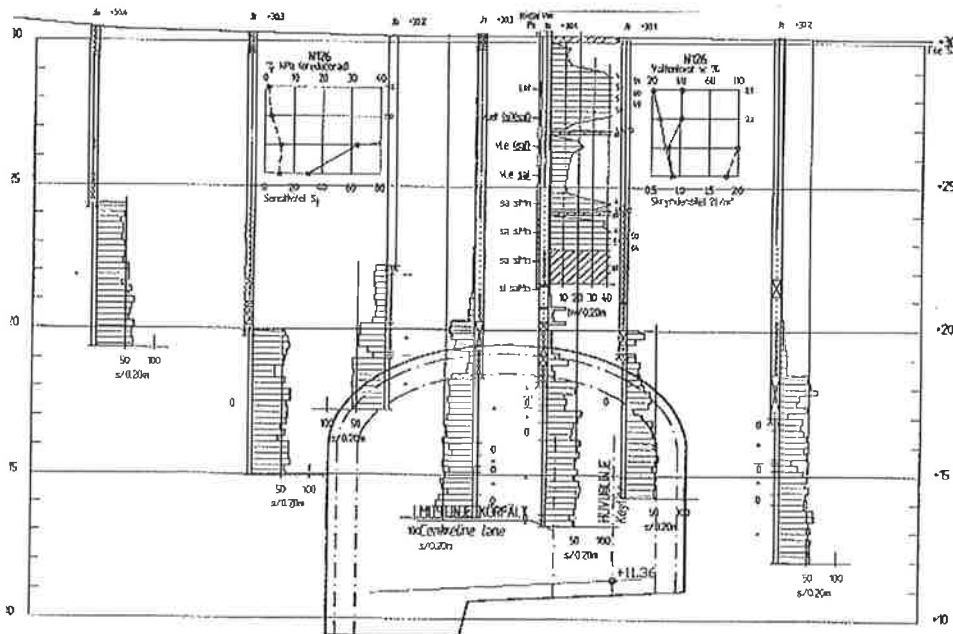


Figur 1. Jetpelarförstärkta tunnelsträckor inom Södra Länken, Stockholm.

Rock tunnels reinforced by jet-grouting at Södra Länken, Stockholm.

Jord- och bergförhållanden

Jordförhållandena, se figur 2, är på båda ställena lös till halvfast lera, 6-8 m tjock, på en 3-5 m tjock siltig, blockrik morän. Förundersökningarna redovisar flera genomborrade block med upp till 2 m storlek. Största jorddjupet är ca 13 m.



Figur 2. Jord- och bergförhållanden vid Tåkern, borrhsektion.

Soil and rock conditions at Tåkern.

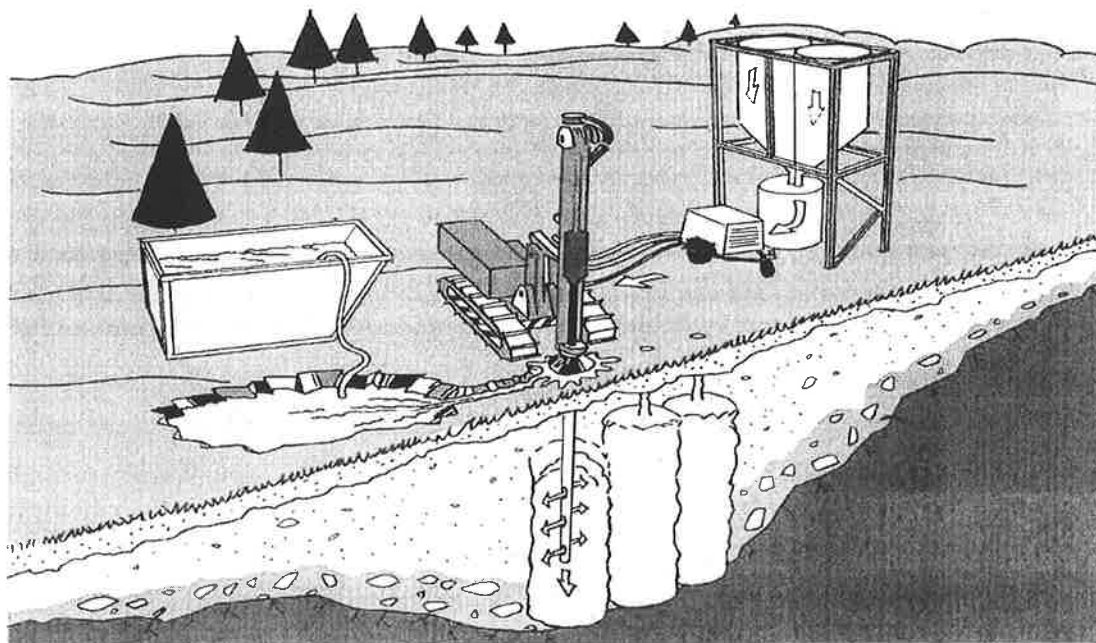
Berggrunden vid Bolidenplan byggs upp av sedimentgnejs med smala grönstensinlagringar. Gnejsen har en utpräglad skivighet längs förskiffringen, som skär tunneln under spetsig vinkel. Skivigheten ger i kombination med övriga sprickgrupper upphov till en blockighet i bergmassan.

Inom Tåkernområdet utgörs berggrunden av sedimentgnejs. Uppsprickningen domineras av flacka sprickor. I sprickorna förekommer ofta en sprickfyllnad av huvudsakligen lermineral. Sprickvidderna uppgår till 1 à 2 dm.

På båda ställena har grundvattennivån på grund av tidigare verksamhet blivit avsänkt med vissa sättningsskador som följd. Det var därför av största vikt att ingen ytterligare grundvattensänkning orsakad av tunneldriften tilläts ske.

Jetpelartekniken

Grundprincipen för jetpelartekniken, figur 3, är att man med en roterande vattenstråle med högt tryck (normalt 200-400 bar) bryter ned och spolar upp jordens finpartiklar till markytan inom den jordvolym som ska förstärkas. Samtidigt injekteras cementslurry som fyller ut det bildade hålrummet, vilket efter brinntidens slut bildar en fast pelare i jorden. Kvarvarande stenmaterial utgör ballast i jetpelaren. Dess hållfasthet och homogenitet bestäms av mängd och sammansättning av det kvarvarande jordmaterialet och av vct-talet i cementslurryn.



Figur 3. Principen för installation av jetpelare.

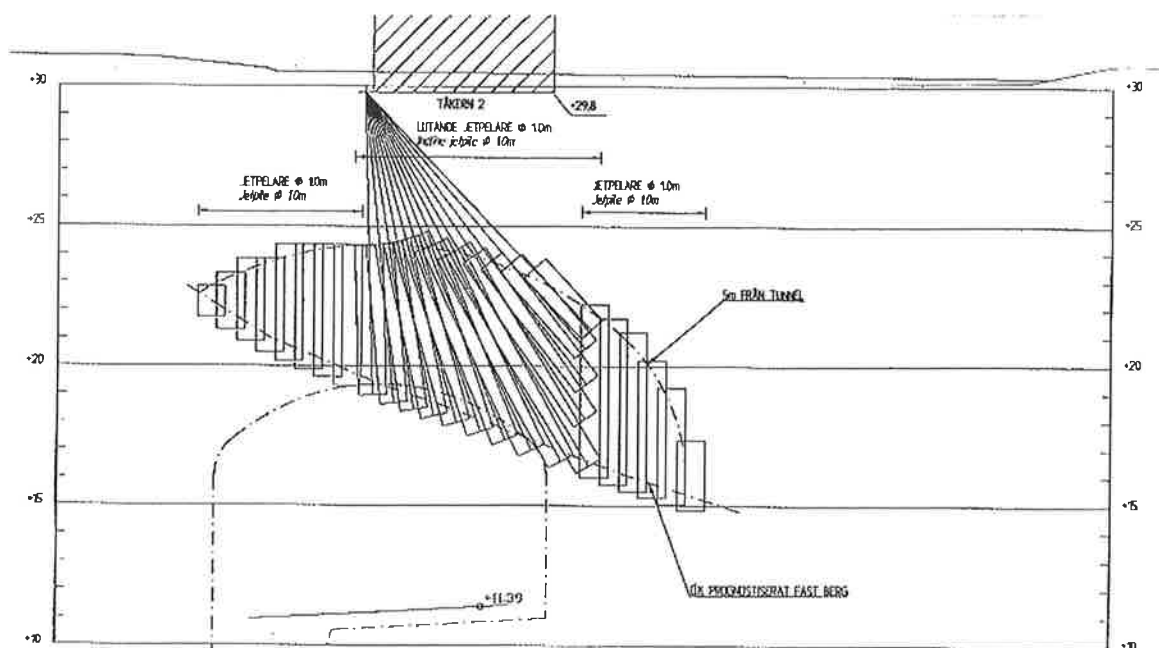
Jet-grouting, principle.

Ren lera är svår att bryta sönder och kräver lång bearbetningstid av jetstrålen. Därför erhålls i lera ofta mindre diameter på jetpelarna och lägre hållfasthet på grund av bristen på ballastmaterial. Vanligen blir pelardiametern under 1,0 m i lera och hållfastheten ej mer än ett par Mpa. Bäst effekt uppnås i ett sandigt-grusigt-stenigt material, som till exempel åsmaterial. Här kan diametern bli mer än 2 m och uppmätta hållfastheter på 50 MPa i upptagna provkroppar är inte ovanligt. Morän ligger någonstans däremellan.

Det finns många varianter av metoden för olika tillämpningar och jordförhållanden. Exempelvis kan borrning ske med eller utan foderrör, med olika högt tryck i jetstrålen (ibland kompletterad med tryckluft, vilket ökar dess nedbrytningsförmåga och pelarens diameter), och olika utformning av munstycket. Spolning och injektering kan ske med en gemensam stråle, s. k. "monofluid", eller uppdelad på flera. Vanligtvis tillverkas jetpelaren från botten och uppåt men även det omvända förekommer.

Praxis är att man inledningsvis utför provpelare för att prova ut lämplig kombination av utrustning, tryck, blandning av luft/vatten och cementslurry, stignings- och rotations-hastighet för munstycket, etc. Testpelarnas diameter och hållfasthet kontrolleras genom framschaktning och/eller sondborrning och kärnprovtagning.

Föreslagen förstärkning



Figur 4. Jetpelarna ska bilda ett 5 m tjockt valv över bergytan (projekterat utförande).

The jet-grouted soil should form a 5 m thick vault on top of the rock surface.

Förstärkningarna vid Bolidenplan och Tåkern bygger på principen att ett vattentätt och bärande valv ska bildas av jetpelare, installerade så att de utgör en massiv kropp som ersättning för berget inom en 5 m tjock zon över teoretiskt tunneltak, se figur 4. Det innebär att huvuddelen av jetpelarna skulle komma att bli installerade i morän. Vid Tåkern är det förstärkta området ca 18x30 m och vid Bolidenplan ca 15x18 m.

En komplikation vid Tåkern är den befintliga byggnaden, ett trevåningshus grundlagt med sulor på lera som befinner sig rakt över cirka 30 % av den förstärkta ytan. Det krävdes ett komplicerat geometriskt mönster av jetpelare installerade snett in under byggnaden för att täcka in den avsedda jordvolymen. I förfrågningsunderlaget ställdes bland annat krav på pelarnas geometri och hållfasthet. Vattentätheten skulle mätas genom vattenförlustmätning men något gränsvärde på högsta tillåtna vattenförlust fanns ej utan ansågs vara intäkt med ett högt ställt krav på hållfastheten (minst 10 MPa).

En viktig detalj var kontaktytan och anslutningen mot berget. Därför föreskrevs att pelartillverkningen skulle påbörjas 0,5 m ner i bedömt friskt berg.

Jetpelarförstärkningen utgör endast en provisorisk förstärkning för byggskedet. Den utnyttjas inte alls i permanentsskedet vare sig som vattenbarriär eller för bärigheten. Den permanenta förstärkningen kommer att bestå av en betonglining. Inför tunneldrivningen genomfördes även kompletterande injektering från tunneln, se nedan.

Alternativa metoder

Under projekteringen studerades alternativa åtgärder, såsom

- spiling,
- frysning och
- cut-and-coverteknik.

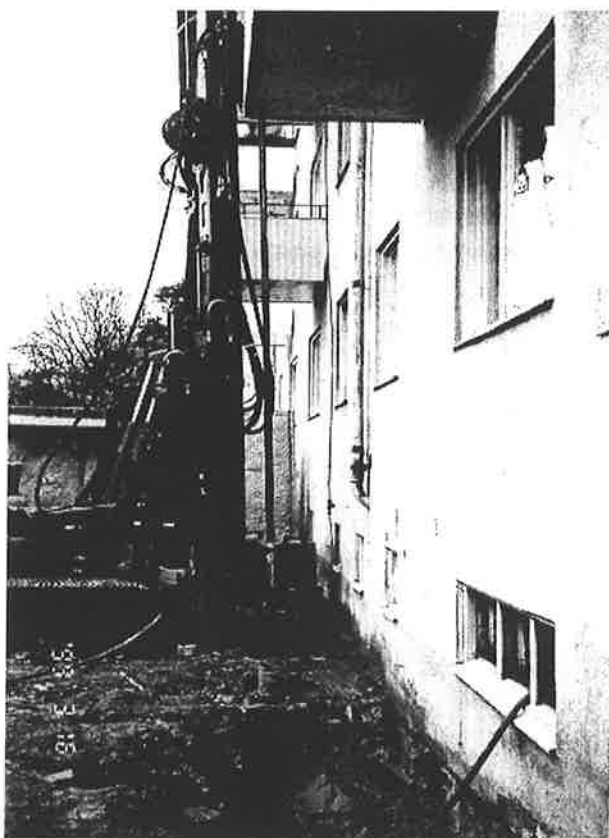
Den främsta orsaken till att spiling övergavs var förekomsten av den mycket finkorniga moränen vilken ej bedömdes vara injekteringsbar med konventionell injektering. Frysning beräknades dels vara dyrare än jetpelarförstärkning, dels vid Tåkern medföra risk för hävning av byggnaden och ledningar på grund av tjälprocessen i den finkorniga moränen. Cut-and-covermetoden låg kostnadsmässigt i nivå med jetpelarförstärkning men bedömdes på grund av byggnaden vid Tåkern medföra svåra komplikationer inte minst för de boende.

Man övervägde även att utföra förstärkningarna i en separat entreprenad i förväg för att dels minska konsekvenserna vid en eventuell försening, dels få fler jetpelarföretag intresserade. Vid tidpunkten för projekteringen hade man i Sverige ej utfört några jetpelare på omkring 5 år och inga svenska företag hade egen tillgång till adekvat utrustning. Det skulle kräva en etablering från utlandet, något som bedömdes bli alltför

kostsam. Ett annat skäl till att ej dela på entreprenaden var önskemålet att samla ansvaret för den provisoriska och permanenta förstärkningen på en aktör.

Utförandet av jetpelarna

De två jetpelarområdena ingick i två olika entreprenader för Södra Länken. NCC blev antagen som entreprenör för bägge dessa. Jetpelarna utfördes av Hercules i samarbete med TREVI (Italien). I anslutning till jetpelarbetena krävdes även en hel del markarbeten såsom framschaktning av ledningar och återställningsarbeten. Jetpelartekniken har en omfattande kringutrustning såsom cementsilo, vattentankar, högtryckspumpar och blandningsstation, vilka vintertid måste skyddas mot frost, figur 3 och 5.



Figur 5. Arbetsplatsen vid Tåkern var mycket trång mellan bebyggelse.

The work site at Tåkern was very narrow between buildings

Jetpelarna utfördes med en borrarutrustning, SOILMEC SM 405/8, med 90 mm borrarstål utan foderrör och med ett "monofluid"-system. Normalt arbetstryck på jetstrålen var 400 bar och vct-talet för slurryn normalt 0,7. De lutande jetpelarna in under byggnaden gavs nominella diametern 0,6 m, vilket uppgavs vara den övre gränsen för så pass lutande pelare. Vertikala pelare närmast byggnaden hade diametern 1,0 m och övriga vertikala pelare 1,6 m. För att täcka in hela jordvolymen installerades dessa i ett triangulärt mönster med en viss överlappning. Installationsordningen anpassades så att minst ett dygn förflöt mellan installationen av närliggande pelare.

Produktionsmässigt tog de lutande pelarna med liten diameter, sammanlagt 344 pelare med en total längd av 1132 m, drygt fyra månader eller 70 % av tiden. Stor omsorg lades ned på inriktningen av pelarna så att den geometriska utformningen och kontakten mellan pelarna skulle bli fullgod. De vertikala pelarna vid Tåkern, totalt 226 pelare med en sammanlagd längd av 792 m, tog endast ca 6 veckor att producera.

Arbetsplatsen vid Tåkern var mycket trång och belägen bland bostadshus med många äldre boende, se figur 5. Ett stort bekymmer under byggtiden, som inte hade förutsetts få sådan omfattning, var buller och avgaser. Arbetet utfördes från november 1998 till och med april 1999, det vill säga till stor del under vintern. Genom att det periodvis fanns många maskiner – normalt 6-7 stycken samtidigt - uppstod ofta kraftiga avgasmoln. Många bullerkällor koncentrerade till den trånga arbetsplatsen gav tidvis värden över de i handlingarna maximalt tillåtna.

Jetpelarmetoden bygger på principen att grout- och jordmaterial spolats upp till markytan. Det är en viktig process och en garanti för att inte höga tryck byggs upp i jorden. Avsaknaden av foderrör kan ha bidragit till att returslammet vid flera tillfällen kom att leta sig andra vägar genom kanaler i jorden, till ledningsgravar och in under källargolvet. Vid ett tillfälle lyftes det icke bärande källargolvet ca 20 cm.

Ett annat problem är att ta hand om returslammet. Det blir stora volymer. Vid Tåkern fick detta, på grund av ytrymnesbrist, tillfälligt samlas i en container vilken tömdes med en slamsugningsbil flera gånger per dag. Det normala är att slammet samlas i gropar och sedan schaktas bort efter att det stelnat.

Kontroller

Under produktionen gjordes fortlöpande uppföljning av jetpelartillverkningen. Automatiskt registrerades i diagramform under nedborrningen drivningsmotståndet och under tillverkningen av pelarna rotationshastighet, stigning, slurryns tryck och flöde.

I handlingarna fanns krav på installation och kontroll av provpelare, vilket också genomfördes. Detta är nödvändigt för att "kalibrera" erforderligt tryck och flöde för utrustningen. Provpelarna, tre stycken för varje pelardimension, gjordes vid Tåkern vid sidan av huvudinstallationen där moränen och bergytan låg på schaktningsbart djup. Provkärnor togs ut och diametern mättes. Kontroll skedde även av kontakten med bergytan. Vid Bolidenplan är jorddjupet för stort varför provpelare installerades ändå upp till markytan. Diametern kontrollerades därefter med sonderingsborrning utmed pelarsidorna för att man på så sätt ska få en uppfattning om uppnådd diameter.

Vid flera tillfällen under produktionen genomfördes kärnborrning i jetpelarna och samtidigt utfördes vattenförlustmätning. Borrkärnor togs såväl inom pelarens area som i skärningspunkten mellan två eller tre pelare. Sammanlagt utfördes 12 kärnborrhål vid

Tåkern och 8 vid Bolidenplan. På utvalda borrprover gjordes tryckhållfasthetsbestämning.

Provtagningen innehåller ett tvådelat problem. För att möjliggöra provtagning med kärnprovtagning måste tillräcklig tid fortgå så att tillräcklig hållfasthet uppnåtts – normalt 3-4 veckor. Därefter vidtar provtagning och provtryckning på laboratorium. Innan resultatet föreligger har ca 6 veckor förlupit och en stor del av produktionen har fortgått. Det blir alltså svårt att utnyttja resultaten annat än som verifikation. Av praktiska skäl är det därför svårt att korrekt genomföra och utvärdera en provinstallation som kan påverka den första tidens produktion.

Den andra svårigheten är att provtagningen i sig själv kräver en viss minsta hållfasthet av provet för att inte krossas ned. Av upptagen provmängd kunde endast ca 70 % testas. Detta har lett till diskussioner om de uppställda kraven på hållfasthet verkligen uppfyllts.



Figur 6. Typiska borrkärnor från jetpelare under Tåkern.

Typical core samples from jet-grouting at Tåkern.

Vid kärnkarteringen bedömdes kärnorna efter en 5-gradig skala där stora homogena prover med synlig stenballast gavs betyget 5. Partier med enbart finkorning ballast eller annan osäkerhet minskade betyget till 4. Betyg 3 innebar krossade men relativt fasta provbitar. "Mjukare" krossade provbitar gav betyget 2 och avsnitt där ingen grout kunde spåras betyget 1. Endast prov med betyg 4 och 5 kunde tas ut till provtryckning och därigenom bli godkända. Dessvärre uppvisade även prover i betygsklass 4 ofta värden under godkännandenivån 10 MPa. Totalt fanns en spridning i hållfasthet från 1,9 MPa upp till 26,9 MPa. Utöver betygsättningen bedömdes övergångszonen vid kontakten med bergytan. Typiska borrprover framgår av figur 6.

Resultaten av vattenförlustmätningen visade också stor spridning - från 0 upp till 50 liters vattenförlust per minut uppmättes.

Utöver materialprovningen och den kontinuerliga tillverkningskontrollen gjordes dagligen avvägningar och man hade ett larmsystem för deformationer i byggnaden. Vissa delar av det tunna oarmerade källargolvet hävdes under installationen, men rörelserna i byggnadens stomme har varit små. Som mest erhöles en hävning i stommen av 8 mm men hävningen har nästan helt gått tillbaka efter det att arbetena avslutats.

Resultat av jetpelarinstallationen

Trots det omfattande testprogrammet, som utökades med sonderingborrning och fler kärnborrningar än ursprungligen avsetts, kvarstod det en osäkerhet om kvaliteten hos den jetpelarförstärkta jorden, framför allt för pelarna med diametern 1,6 m och speciellt i kontaktzonen mellan pelarna. Teoretiskt erfordras med hänsyn till stabiliteten endast 1-3 MPa i den jetpelarförstärkta zonen. Det kontraktuella kravet på tryckhållfasthet var minst 10 MPa. Av de utförda provtryckningarna bedömdes endast ca 40 % ha uppnått kontraktskravet. Dessutom var en stor del av borrproverna omöjliga att prova, varför totala andelen godkända prover är än lägre. En förklaring till den stora andelen låga hållfastheter kan vara skuggeffekter vid installationen på grund av stor blockhalt i jorden, eller svårigheter att styra borrningen till exakt position på de stora djupen, vilket medfört obearbetad jord mellan pelarna. De flesta kärnborrhålen visade dock en god kontakt mellan jetpelare och berg.

Tillsammans med uppmätta, ställvis stora, vattenförluster fanns en oro för att obearbetade jordkilar skulle finnas kvar och i värsta fall leda till urspolningar vid tunneldrivningen med risk för stabilitetsbrott i jetpelarna och sättningar i ovanliggande jord. Ofta låg läckagen högre upp än i kontaktzonen mot berget.

Tunnel drivningen, allmänt

Inom de jetpelarförstärkta avsnitten vid Bolidenplan respektive Tåkern kommer den permanenta förstärkningen att utgöras av en betonglining. Denna utförs som ett separat arbetsmoment efter det att tunnlarna drivits i sin helhet.

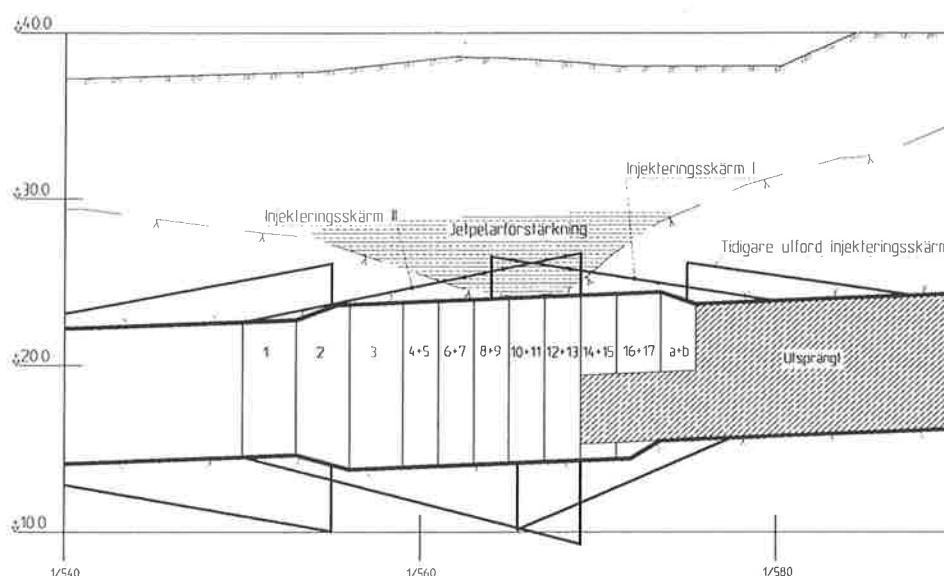
Det stora problemet, med hänsyn till osäkerheten rörande den utförda jetpelarförstärkningens lastupptagande förmåga, var att driva tunnlarna på ett sådant sätt att stabiliteten hela tiden var säkerställd.

Utgångspunkten för drivningsplanerna var att jetpelarförstärkningen genom valvbildning bär sig själv och ovanliggande jordlager. För detta fordrades enligt utförda beräkningar ett 2 m mäktigt valv av berg och jetpelare. Beräkningarna redovisade en

tryckspänning på ca 1 MPa, vilket var klart lägre än de tryckhållfastheter, som erhöles i uttagna provkroppar. Erforderlig förstärkning i tunneln vid Bolidenplan bedömdes kunna utgöras av en berg/jetpelarförankrad fiberarmerad sprutbetong med avsikt att säkra en begränsad "uppluckrad" zon i anslutning till tunneltak. Vid Tåkern föreskrevs, med erfarenheter från drivningen vid Bolidenplan, förstärkning i form av sprutbetongbågar.

Passage under Bolidenplan

Åtgärder för att säkra stabiliteten vid drivning av ramptunnel 313 omfattade förinjektering, förförstärkning samt korta salvor med successivt utförd förstärkning. Förinjetering av berg och jetpelarförstärkning utfördes med hjälp av injekteringskärmarna I och II, figur 7 och 9. Vid borring av sonderings- och injekteringshål skedde en noggrann registrering av sjunkhastighet, eventuella kaviteter och vattenföring för att se om injekteringsutförande enligt föreskrifter i förfrågningsunderlaget behövde modifieras. Injekteringen genomfördes utan ändringar tills gällande kriterier var uppfyllda.



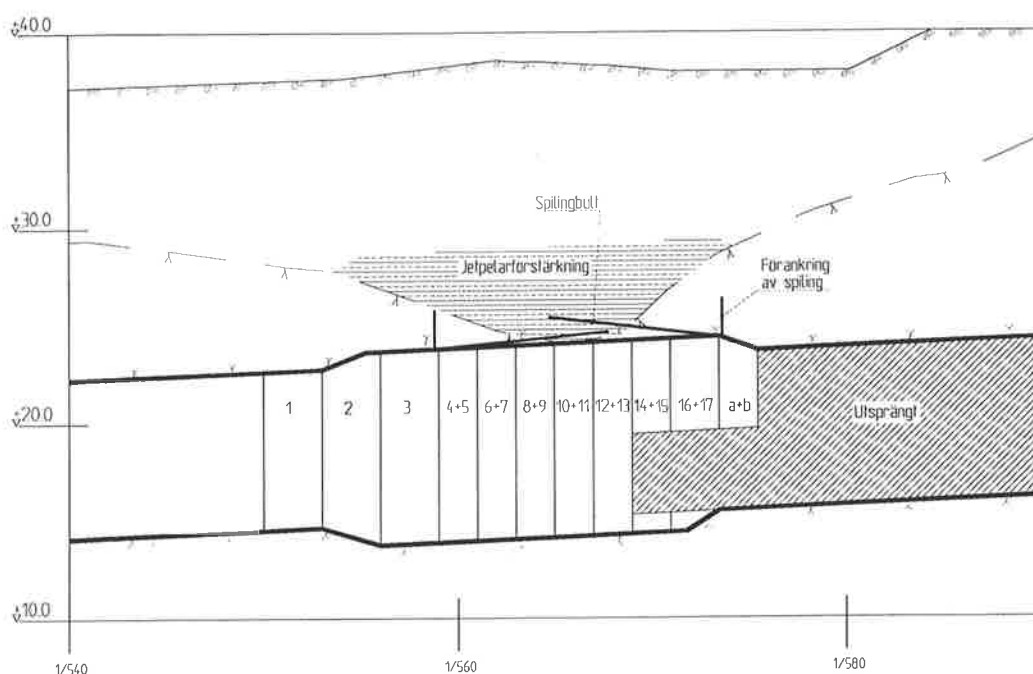
Figur 7. Förinjektering vid tunneldrivning genom jetpelarförstärkt område vid Bolidenplan. Profil, ramp 313.

*Pregrouting before tunneling through jet-grouted area at Bolidenplan.
Profile, ramp 313.*

Före drivning in i avsnitt med mycket liten eller ingen bergtäckning utfördes förförstärkning med hjälp av spilingbult c 0,5 m, som bergförankrades med hjälp av korta

gängade bultar (1,5 – 2 m) och bricka enligt figur 8. Vid läckande spilinghål utfördes kompletterande injektering.

Inom avsnittet för planerad betonglining (tjocklek 600 mm i tak och väggar) ökades normalsektionen med 800 mm. I botten ökades normalsektionen med ca 1 000 mm (erforderlig plats för betonglining). I väggar och tak kunde sålunda 200 mm utnyttjas för erforderlig förstärkning under drivningen.



Figur 8. Förförstärkning vid tunneldrivning genom jetpelarförstärkt område vid Bolidenplan. Profil, ramp 313.

Prereinforcement through jet-grouted area at Bolidenplan. Profile, ramp 313.

Borring av kontur- och hjälpparrad utfördes i väggar och tak med borringstolerans klass 1. Sprängningen i väggar och tak utfördes med skonsamhetsgrad VT1 (Gurit 11 mm i konturhålen).

Utsprängningen skedde i etapper enligt figur 8 och 9. Fram till salva 4 skedde utsprängningen med full sektion och 3 m långa salvor. Förstärkning utfördes successivt efter salva 2 och 3. Från och med salva 4 skedde drivningen med hjälp av pilot och strossar (salvorna 4, 5, 6, 7) till full area i 2 m:s salvor fram till sektion 1/563. Förstärkning utfördes efter uttag av en pilot- och en strosssalva. Förstärkningen i tak och väggar utgjordes av bergförankrad fiberarmerad sprutbetong med tjockleken 100 mm.

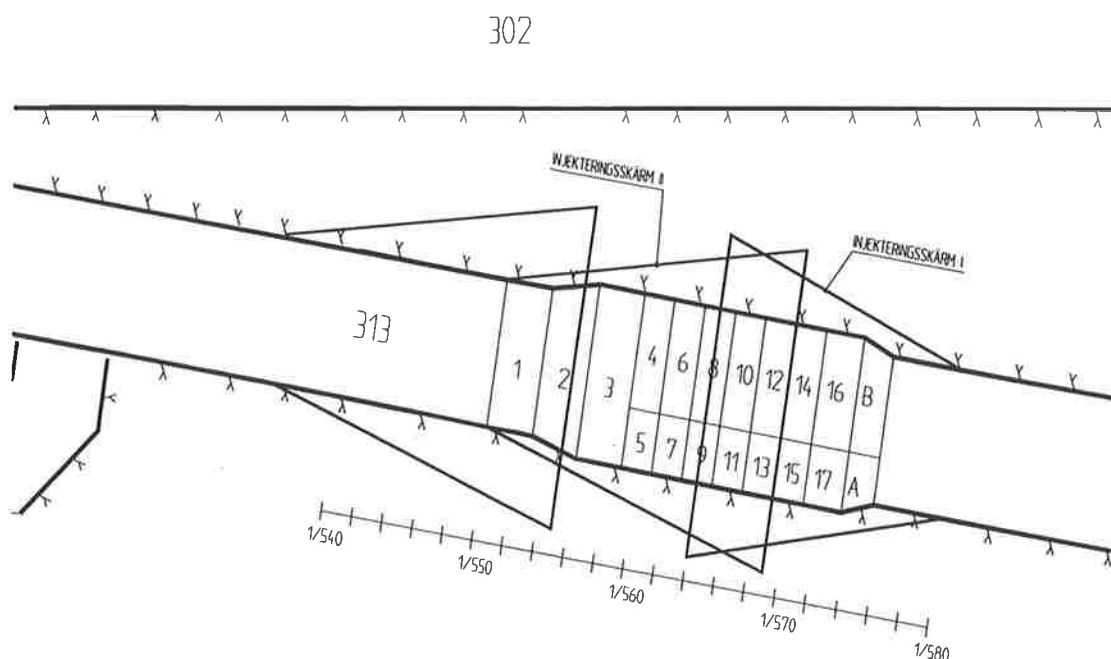
Tre mätbultar för konvergensmätning monterades i sektion 1/562. Kontrollmätningar utfördes efter varje salva.

Vid den fortsatta drivningen (salvorna 8, 9, 10, 11, 12, 13) förekom upprepade problem med vattenförande bulthål i tak och anfang, vilket tvingade till omfattande efterinjektering. För att undvika dessa problem utfördes resterande förstärkning efter varje hel salvomgång (pilot + stross) som sprutbetongbågar av fiberarmerad sprutbetong, tjocklek 150 mm, där bågar bergförankrades i väggarna med hjälp av bult med bricka. Före utförandet av bågar utfördes erforderlig modellering inom avsnitt där bergutfall skett upp till spilingen.

Innan övergång till förstärkning med hjälp av sprutbetongbågar kompletterades den bergförankrade sprutbetongen med tjocklek 100 mm till tjockleken 150 mm.

Mätbultar för konvergensmätning monterades i sektion 1/566. Kontrollmätningar utfördes även här efter varje salva.

Beskriven tunneldrivning kunde genomföras med endast små deformationer enligt utförda mätningar, väl inom de vid modelleringen beräknade värdena.

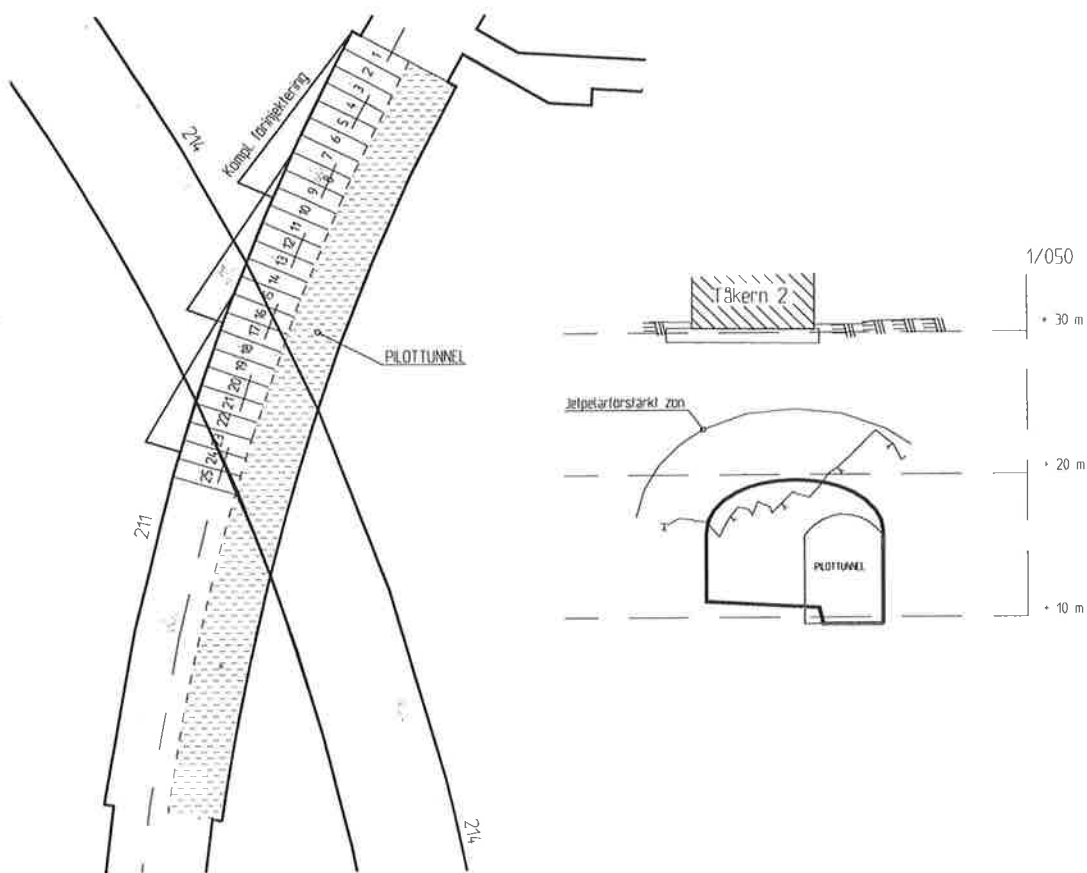


Figur 9. Sprängplan för ramp 313 vid tunneldrivning genom jetpelarförstärkt område vid Bolidenplan.

Excavation plan for tunneling through jet-grouted area at Bolidenplan (ramp 313).

Passage under Tåkern

I ramptunnel 211 drevs långt innan aktuell passage av jetpelarförstärkt område en pilotunnel igenom och förbi för att möjliggöra tunneldrivning med full sektion bortom Tåkern, figur 10. Pilotunneln drevs med normal förinjektering runt tunneln. Med hänsyn till registrerade vattenförluster vid kontroll av jetpelarna och problemen med läckande bulthål vid Bolidenplan, utfördes kompletterande förinjektering från pilotunneln. Denna utfördes från pilotunneln med hjälp av solfjäderborrning i vertikala sektioner med inbördes avstånd 2,5 m. Borrhålslängderna valdes så att borrhållspetsarna hamnade 3 m utanför teoretisk tunnelkontur.



Figur 10. Drivningsplan för ramp 211 genom jetpelarförstärkt område vid Tåkern.

Excavation plan for ramp 211 when tunneling through jet-grouted area at Tåkern.

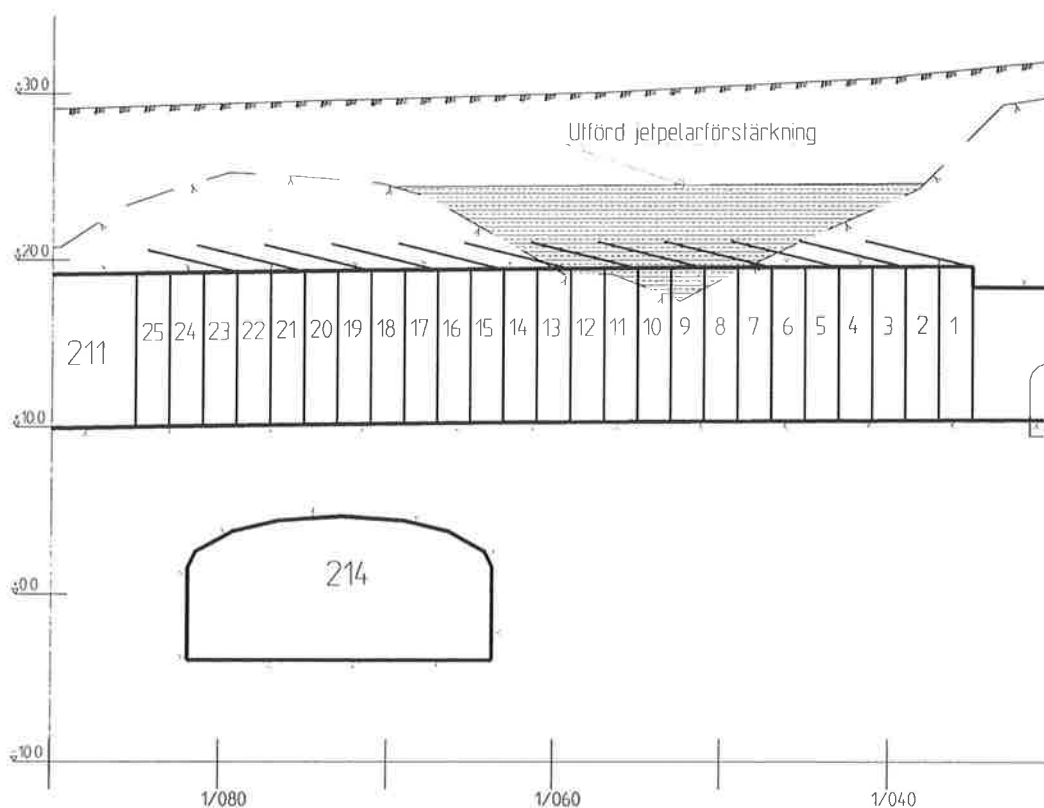
Vid injekteringen hade till bruksblandningen satts ett rött färgämne BAYFERROX 130 med förhoppning att kunna spåra bruksspridning in i jetpelarförstärkningen. Ett kärnborrhål genom berg, jetpelarbetong och berg utfördes. Uttagen borrkärna visade emellertid endast tunna sprickor med färgat bruk.

Vid kärnborrningen registrerades inom jetpelarförstärkningen en kärnförlust på ca 0,5 m. Vattenförlustmätning inom jetpelarförstärkningen visade att tätningen inte helt lyckats. Kompletterande förinjektering utfördes successivt under drivningen.

Förförstärkning utfördes med hjälp av spilingbultar c 0,5 m och ingjutningslängden 6,5 m, figur 11. Utstickande del, 0,5 m, bockades så att den låg an mot bergytan. Inom avsnittet för de bockade spilingbultarna utfördes en sprutbetongbåge av stålfiberarmerad sprutbetong med tjockleken 150 mm. Sprutbetongbågen förankrades i väggarna med hjälp av ingjutna bultar med bricka, längd 2 m.

Inom avsnittet för planerad betonglining (tjocklek 700 mm i tak och väggar) ökades normalsektionen med 900 mm. I botten ökades normalsektionen med ca 1 000 mm (erforderlig plats för betonglining). I väggar och tak kunde sålunda 200 mm utnyttjas för erforderlig förstärkning under drivningen.

Strossning till full sektion utfördes enligt figur 10 med två 2 m:s strossalvor innan ny spilingomgång, figur 11.



Figur 11. Förförstärkning för ramp 211 vid tunneldrivning genom jetpelarförstärkt område vid Tåkern. Profil.

Prereinforcement for ramp 211 at Tåkern when tunneling through jet-grouted area. Profile.

Efter varje strossalva utfördes förstärkning i form av sprutbetongbågar vars vertikaler bergförankrades med hjälp av ingjutna bultar med bricka, längd 2 m. Bågarna utfördes efter modellering med tjocklek 100 – 150 mm.

Vid drivningen genom det jetpelarförstärkta avsnittet utfördes successivt konvergensmätning i sektioner belägna mitt emellan utförda sprutbetongbågar för spilingbult. Kontrollmätningar utfördes efter varje salva.

Drivningen genom det jetpelarförstärkta avsnittet är nyligen avslutad. Smärre deformationer har registrerats men dessa ligger helt inom de värden som erhöles vid modelleringen.

Slutsats

Trots vissa osäkerheter i utförd jetpelarförstärkning har tunneldrivningen kunnat genomföras med anpassad drivningsteknik och successiva kontroller utan större komplikationer.

De genomförda förstärkningarna med jetpelare har genomförts utan allvarligare skador på omgivningen. Under utförandet var problemen främst buller och avgaser i boendemiljön samt inträngning av injekteringsbruk i ledningsgravar och under källargolv.

Ambitionen att erhålla en tät jetpelarförstärkning och på så sätt förenkla tunneldrivningen har ej helt lyckats. Framför allt har bristen på täthet varit ett bekymmer som medfört behov av omfattande efterinjektering. Några allvarligare skador på omgivningen i form av markhävning eller grundvattensänkning och sättning har ej uppstått hittills. Dock har vatteninfiltration varit nödvändig under vissa perioder.

En möjlig förklaring till den otäta jetpelarvolymen kan vara det kraftiga inslaget av block i jorden närmast berget. Detta problem kunde eventuellt minskats om istället fler pelare med mindre diameter använts. En annan förklaring kan vara svårigheten att rikta in borrhögretet så att de teoretiska avstånden mellan jetpelarna kunde innehållas på djupet.

TÄTNING OCH STABILISERING VID TBM-DRIFT I VARIERANDE BERGFÖRHÅLLANDEN, HONG KONG – PREDIKTIONER, OBSERVATIONER OCH ÅTGÄRDER

Sealing and stabilisation at TBM-excavation in altering rock conditions, Hong Kong – Predictions, observations and measures

Bertil Sparrman, Skanska

Martin Brantberger, Skanska

Johan Nilsson, Skanska

INLEDNING

Syfte och omfattning

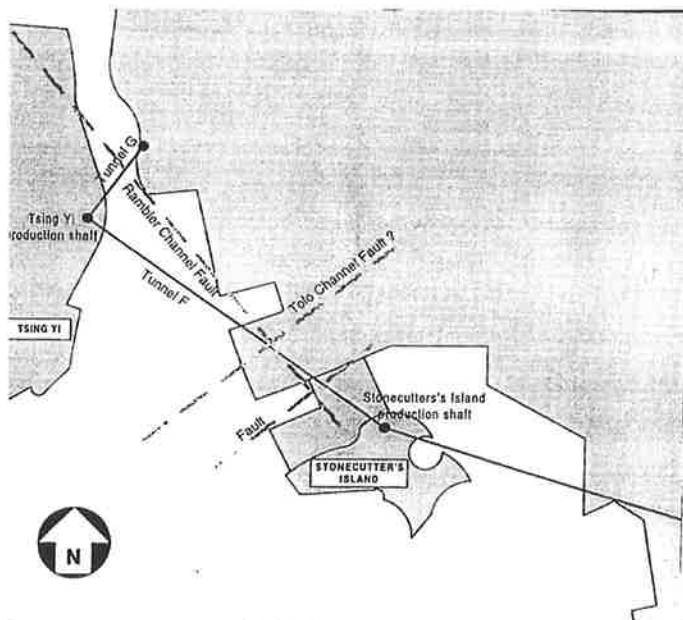
Syftet med artikeln är att beskriva och diskutera prediktioner, observationer och åtgärder relaterade till tätnings- och stabiliseringsarbeten i en TBM-borrad tunnel i varierande bergförhållanden.

Avsikten med artikeln är att översiktligt belysa problem och åtgärder och således inte att presentera någon detaljerad teoretisk analys av bergförhållanden, utförande och resultat. I artikeln beskrivs endast arbeten med anknytning till framdriften, vilket innebär att t ex efterinjekteringar därför inte beskrivs.

Projektet

Det tunnelprojekt som beskrivs i artikeln ingår i projektet "Strategic Sewage Disposal Scheme (SSDS) Stage 1", vilket utförs på uppdrag av regeringen i Hong Kong (Hong Kong SAR Government). Projektet (SSDS), vilket syftar till att minska mängden föroreningar i Victoria hamnen, innehåller i grova drag reningsanläggningar samt ett system med djupt förlagda avloppstunnlar (ca 130 meter under markytan). Byggherre för projektet är Drainage Services Department i Hong Kong och konsult (engineer) är Montgomery Watson.

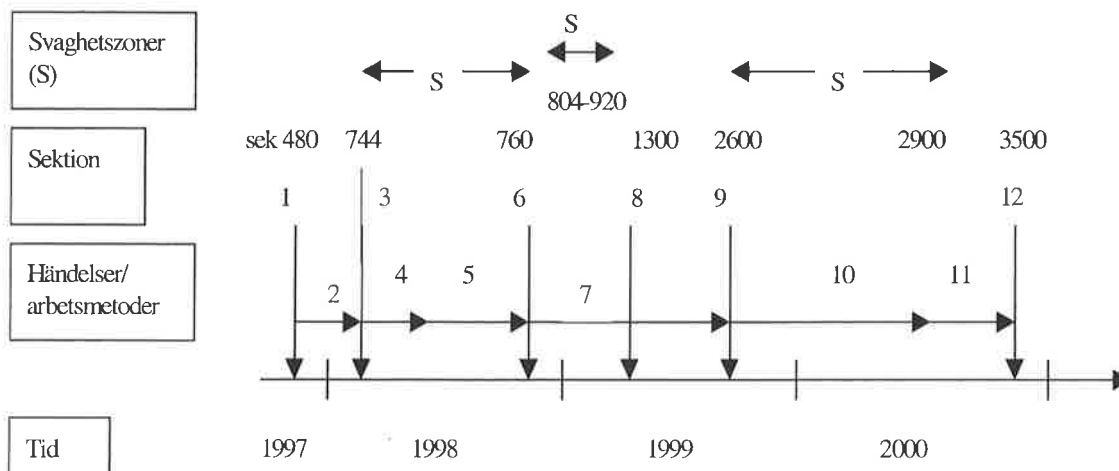
I slutet av juli 1997 skrev Skanska kontrakt på att utföra entreprenaddelen "Completion works for Transfer System from Kwai Chung to Stonecutters Island", vilken innehöll tre stycken schakt och två tunnlar. Kontraktet skrevs med beställaren efter det att det tidigare entreprenörskonsortiet (CBM) lämnade projektet. En av tunnelarna (Tunnel F), från Tsing Yi till Stonecutters Island, borrades med en öppen TBM-maskin med diametern 3,35 meter (samma TBM-maskin som användes av den förra entreprenören). Den totala längden på denna tunnel var 3579 meter, varav 481 meter utfördes av den tidigare entreprenören. Genomslaget i tunneln skedde 1/11 2000, ca 26 månader efter utsatt tid. Förseningen berodde företrädesvis på förekomsten av sämre bergförhållanden och större vatteninläckage än förväntat.



Figur 1: Översikt av tunnlar och förväntade större geologiska strukturer (från Stille et al, 1998)

Figure 1: Overview of tunnels and major predicted geological features (from Stille et al, 1998)

För att få en överblick över projektet redovisas i det följande avsnittet en kort projekthistorik.



Figur 2: Översiktlig projekthistorik

Figure 2: Brief project history

1. TBM – driften startar i november 1997.
2. TBM – drift utförs med kontinuerlig sondering/förinjektering.
3. Kollaps i tunnel på grund en påträffad svaghetszon.

4. TBM – maskinen dras tillbaka. En ”bulk head” konstrueras och design/förberedelser för drivning genom svaghetszonen utförs.
5. Tunneldrivning med ”splitters” (eller s.k. hydraulkilar, dardas), förpålning, spiling, injektering och omfattande förstärkning med stålågar, sprutbetong och bultar. TBM – maskinen är under denna fas placerad i en utsprängd nisch ca 100 meter bakom fronten.
6. TBM-driften återupptas.
7. En 1 meter bred lerfylld zon påträffas. TBM – maskinen dras tillbaka igen, en ny ”bulk head” byggs och omfattande injektering utförs. Ett antal zoner med sämre bergförhållanden passeras. Omfattande injektering för tätning och stabilisering av tunneln utförs under denna period. Genom denna sektion utfördes tunneldrivningen med TBM-maskinen.
8. På grund av sättningar i en ovanliggande containerterminal meddelar beställaren att kravet på täthet (1 liter/minut och tunnelmeter) gäller från sektion 1260, ca 450 meter tidigare än angivet i kontraktet.
9. I oktober 1999 påträffas en svaghetszon med större utbredning sub parallellt med tunneln. Denna zon antas ingå i ett större område med sämre berg, även inkluderat Tolo Harbour fault, vilken är en av Hong Kongs mest tydliga förkastningar. Design/förberedelser utförs för fortsatt drift i sämre bergförhållanden, vilka antogs i värsta fall kunna vara rådande för 300 meter.
10. Flera svaghetszoner sub parallella med tunneln passeras och omfattande förinjektering, spiling och förstärkning med stålågar utförs.
11. TBM – drift i företrädesvis mycket bra berg. Injektering och förstärkning utförs endast i mindre omfattning.
12. Genomslag i november 2000.

PREDIKTIONER AV BERGFÖRHÅLLANDEN

En sammanställning av de geologiska förundersökningarna tillhandahölls av byggherren. Baserat på dessa undersökningar kan följande grova beskrivning avseende förväntade bergförhållanden göras.

Tabell 1: Prediktion av bergförhållanden baserad på förundersökningarna

Table 1: Prediction of rock conditions based on the site investigations

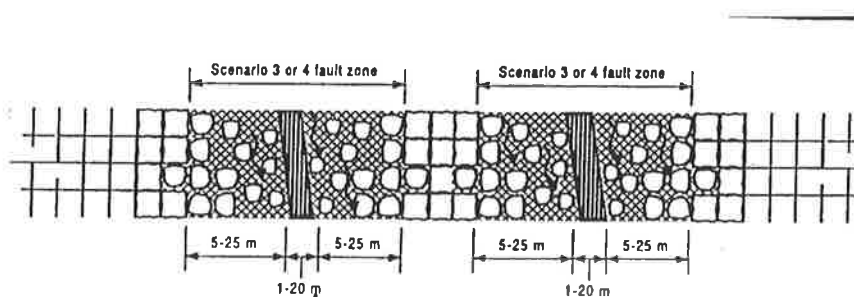
Egenskap	Beskrivning
Bergart	Granitiskt berg, inslag av ryolit, frisk till något vittrad
Svaghetszoner	Större zoner mellan sektion 665-890 och 2210-2475, mer uppsprucket och omvandlat berg
Permeabilitet	$0,5-3 \cdot 10^{-6}$ m/s (ca 5-30 Lugeon), svaghetszoner generellt inte mer vattenförande

Då arbetet hade pågått i ca 6 månader utfördes en uppdaterad prediktion av Stille et al (1998). Denna prediktion baserades på tidigare erfarenheter, förundersökningar samt

observationer från totalt ca 750 meter tunneldrift (Skanska ca 250 meter). Följande scenarier kunde förväntas enligt Stille et al (1998).

1. Granitiskt berg (good rock), permeabilitet $k=10^{-7}$ m/s, instabilitet på grund av enskilda block.
2. Granitiskt berg (fair rock), ökad sprickintensitet och vittring, permeabilitet $k=10^{-6}$ m/s, instabilitet på grund av enskilda block, kontroll av vatten nödvändigt.
3. Sprickzon (upp till 10 meter bred), smal vittrad/omvandlad kärna, permeabilitet $k=10^{-6}$ m/s, lokal tunnelinstabilitet, kontroll av vatten nödvändig.
4. Bred svaghetszon (upp till 100 meter bred), bredare vittrad/omvandlad kärna, tunnelinstabilitet, "running ground", något "squeezing" och stora vattenflöden.
5. Bred svaghetszon (upp till 100 meter bred), bredare starkt vittrad/omvandlad kärna, tunnelinstabilitet, stora vattenflöden och "flowing ground".

Scenario 4 och 5 kan även förväntas förekomma i anslutning till varandra t ex i området vid Tolo Harbour fault (Figur 3). Mer eller mindre kontroll av vatteninläckaget borde kunna förväntas enligt Stille et al (1998).



Figur 3: Illustration av möjlig omfattning av svaghetszoner (från Stille et al 1998)
Figure 3: Illustration of possible extent of larger faults (from Stille et al 1998)

METODER FÖR SONDERING, TÄTNING OCH STABILISERING

Sondering

Under arbetets gång borrarades sonderingshål och bergförhållandena utvärderades och plottades på ritning. På denna ritning plottades också information från injekteringarna. På detta sätt kunde geologiska strukturer som kunde förväntas påverka tunneldriften lokaliseras och underlag erhållas för beslut om extra injekteringshål, drivningslängder, förstärkning etc.

För att kunna utföra sonderings – och injekteringsborrning monterade Skanska två stycken TAMROCK bormaskiner på TBM-maskinen ca 20 meter bakom tunnelfronten.

Tätning och stabilisering

Baserat på det erhållna underlaget från byggherren bedömdes att förinjektering behövdes längs ca 50 % av tunnelsträckningen. Injektering med både cement och kemiska injekteringsmedel antogs bli aktuellt.

Den injekteringsmetodik som först användes bestod av följande huvuddrag.

Tabell 2: Injekteringsmetodikens huvuddrag

Table 2: Main characteristics of grouting procedure

Sonderingshål	Två stycken sonderingshål ur vilka vattenflödet mättes. Baserat på resultatet från sonderingshålen beslutades om omfattning av injektering.
Injekteringshål	Borring av normalt 8 injekteringshål från en position 18 meter bakom tunnelfronten och ca 23 meter i berg framför fronten.
Injektering	Injektering av ett hål åt gången med konventionellt portlandcement och ett stopptryck på 30 bar.

Omfattningen av förstärkningen baserades på olika förstärkningsklasser vilka i sin tur bestämdes utifrån Q-värdesklassificeringar. Följande förstärkningsklasser användes under drivningen.

Tabell 3: Principer för val av förstärkningsinsats

Table 3: Principals for choosing support

Q-värde	Förstärkningsklass	Förstärkningsinsats
> 2,2	A	Strøbult om nödvändigt
1-2,2	B	Strøbult vid front och eventuellt sprutning och nätning bakom TBM
0,5-1	C	Systembultning, 6 bultar, s 1500 (alternativt stålbågar s 1500). Sprutning krona bakom TBM.
0,1-0,5	D	System bultning med nät, 6 bultar, s 1200 (alternativt stålbågar s 1200). Sprutning bakom TBM.
0,04-0,1	E	Stålbågar med lagging, s 1200. Spiling s 0.5-1.0m i kronan. Konsoliderings injektering samt dränagehål runt fronten. Förstärkning för grippers kan vara nödvändigt.

OBSERVATIONER VID TUNNELDRIVNINGEN

Bergförhållanden

En av de stora skillnaderna mellan prediktionerna och de observerade bergförhållandena var mängden vatteninläckage till tunneln. Detta gällde både i det bättre och sämre berget.

I Figur 4 redovisas resultatet av permeabilitetsberäkningar baserade på det uppmätta vatteninläckaget i sonderings – och injekteringshål. Följande samband har använts för beräkningen av permeabiliteten.

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H}{\ln\left(\frac{2 \cdot H}{R}\right) + \xi} \quad (\text{Ekvation 1})$$

där

q = vatteninflöde till tunneln [$\text{m}^3/\text{m},\text{s}$]

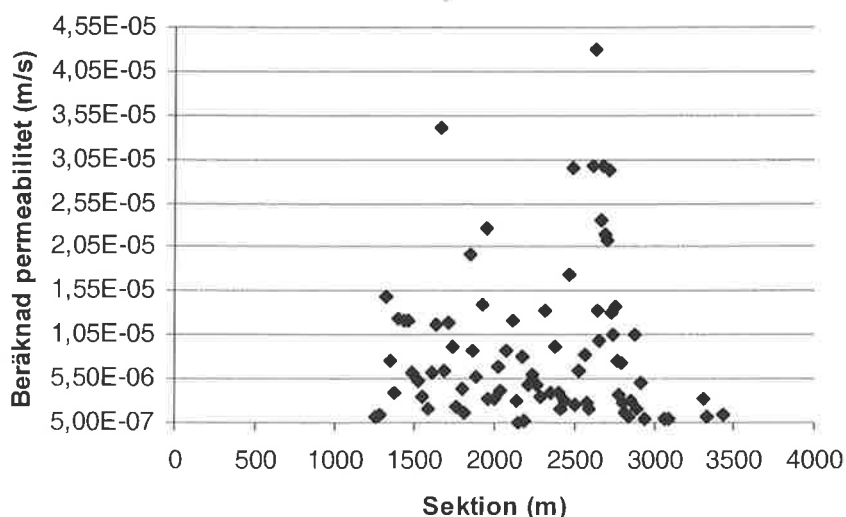
K = bergmassans permeabilitet [m/s]

H = grundvattentryck [m]

R = tunnelradie [m]

ξ = skinfaktor (korrektionsfaktor) [-]

Vid beräkningen av permeabiliteten, K , har vattenflödet, q , i detta fall satts till summan av vattenflödet före injektering ur sonderings – och injekteringshål.

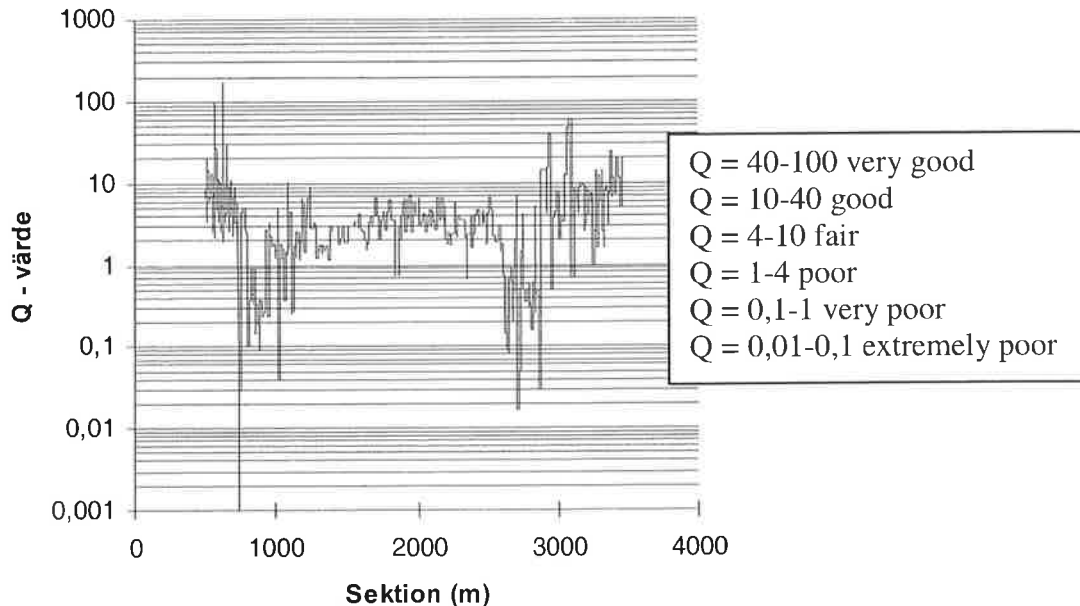


Figur 4: Beräknade permeabiliteter baserade på vattenflöden ur sonderings – och injekteringshål

Figure 4: Calculated permeability values based on water flows in probe – and grout holes

De beräknade värdena antyder att permeabiliteten ofta var högre än $3 \cdot 10^{-6}$ m/s, vilket inte framgick från förundersökningarna. Det kan noteras att sektion 2600 till 2900 motsvarar området runt Tolo harbour fault, där ett flertal mycket stora vattenflöden förekom i både sonderings – och injekteringshål. Beräkningar för sektioner före ca 1200 har inte utförts på grund av att mätningar av vatteninläckaget i borrhålen inte utfördes konsekvent under denna period.

Bergkvaliteten var också generellt sämre än den som antogs inledningsvis. Förutom i sprick - och svaghetszonerna (större svaghetszoner motsvarade en sträcka av ca 15 % av tunneln enligt förundersökningarna) kunde berget förväntas vara av bra kvalitet (fair till good rock). Efter det att tunneldrivningen avslutats kunde det dock konstateras att endast ca 50 % av bergmassan längs tunnelsträckningen klassificerades som fair rock eller bättre. I Figur 5 redovisas Q-värdesklassificeringen längs hela tunnelsträckningen.



Figur 5: Q-värdesklassificering längs tunnelsträckningen
 Figure 5: *Q-values determined along the tunnel*

Även läget på den stora svaghetszonen vid Tolo Harbour fault missbedömdes med 300-400 meter.

Metoder

På grund av de större vatteninflödena och sämre bergförhållandena konstaterades att en ökad omfattning av både tätnings – och stabiliseringsinsatser krävdes för att erhålla en kontrollerad tunneldrift.

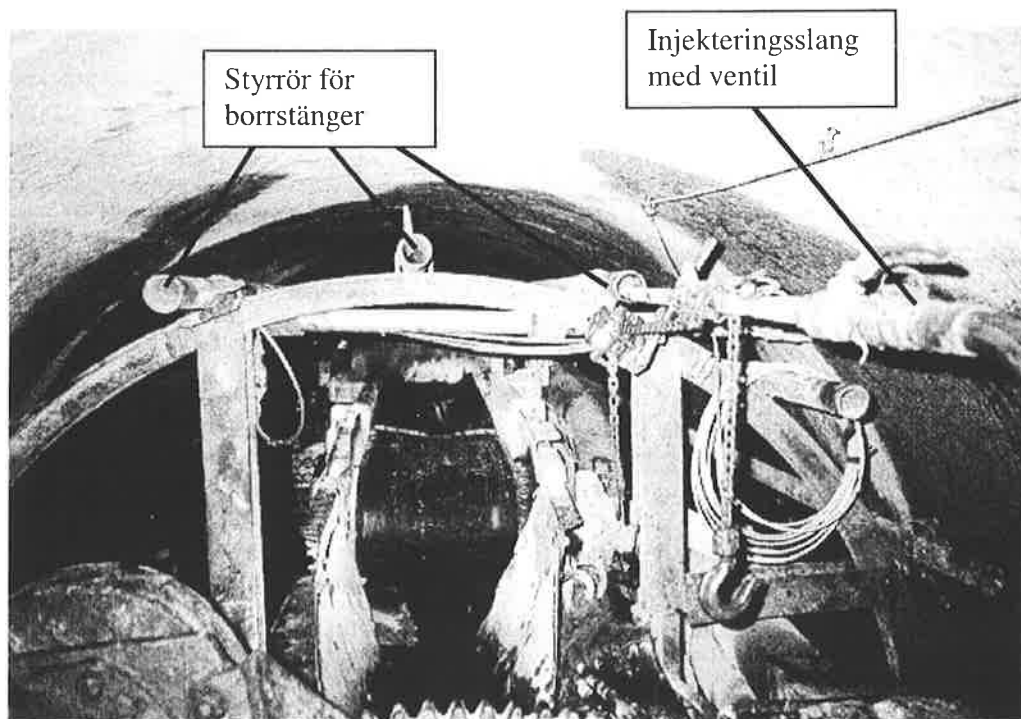
Det största problemet som identifierades mer direkt relaterat till utrustningen var att injekteringsborrningen utfördes från ca 18 meter bakom tunnelfronten. Detta medförde att hållängden i berg begränsades på grund av att för långa hålavstånd erhöles. Vidare erhöles problem med läckage av injekteringsbruk till tunneln då det var svårt att få in en packer fram till tunnelfronten utan att fastna. En annan nackdel var att injekteringsskärmarna hamnade långt utanför tunnelperiferin, vilket försvårade möjligheten att uppnå ett bra injekteringsresultat.

När det gäller förstärkningen utmed TBM-maskinen försvårades användningen av bultar och sprutbetong på grund av produktionsmässiga skäl. Problem var bl a utrymmesbristen samt hanteringen av material från återstuds vid betongsprutning.

ÅTGÄRDER

Metoder

För att komma till rätta med problemen relaterade till att injekteringsborrningen utfördes från 18 meter bakom tunnelfronten monterades stålrör (ID 55 mm) från bormaskinerna fram längs TBM-maskinen. I dessa rör styrdes borrstängerna fram till ca 5 meter bakom tunnelfronten (se Figur 6).



Figur 6: Styrrör för borrstänger vid injekteringsborrning (Bilden är tagen framåt i tunneln från toppen av TBM-maskinen, framför bormaskinerna)

Figure 6: Guide pipes for drill strings when drilling grout holes (The picture is taken towards the front of the tunnel from the top of the TBM, in front of the drill machines)

Borrning genom styrrören möjliggjorde att injekteringshålen kunde borrar närmare tunnelperiferin och längre framför tunnelfronten (ca 35 meter). Det faktum att borrhålen kunde borrar längre framför tunnelfronten, möjliggjorde i sin tur längre drivningslängder (ca 30 meter).

En ny typ av packer infördes också. Denna packer var 500 mm lång, en mindre ytterdiameter (30 mm) och en större innerdiameter (11 mm). Detta underlättade insättningen av packern i berg vid höga vattenflöden samtidigt som injekteringsflödet kunde hållas högt. Packern monterades på ihopgångade rör till en sammanlagd längd på ca 20 meter och kunde på så sätt installeras genom styrrören och vidare in i berget.

På grund av större vatteninläckage än vad som antagits inledningsvis krävdes en mer omfattande injektering. Mängden injekteringsmedel ökade avsevärt och tiden för injektering blev mycket längre jämfört med vad som antogs i anbudsskedet. De huvudsakliga skillnaderna i metodvalet bestod i att injekteringshålerna borrades längre i berg, mikrocement successivt ersatte konventionellt portlandcement och att keminjektering inte användes vid förinjektering. Det konventionella portlandcementet ersattes successivt av mikrocement på order från byggherren. Huruvida ett bättre resultat erhöles med mikrocement eller inte kan diskuteras. En positiv effekt ur produktionssynpunkt var emellertid att snabbare härdningstider erhöles, vilket i sin tur gav kortare väntetider mellan avslutad injektering och uttagning av packern. I Tabell 4 redovisas det normala förfarande som kom att gälla efter successiv uppdatering av metodiken. I Tabellen redovisas också den metodik, som använde inledningsvis.

Tabell 4: Uppdaterad – samt inledande injekteringsmetodik
Table 4: Revised – and initial grouting methodology

Aktivitet	Uppdaterad metodik	Inledande metodik
Sonderingshål	Två stycken sonderingshål ur vilka vattenflödet mättes. Baserat på resultatet från sonderingshålen beslutades om omfattning av injektering.	Två stycken sonderingshål ur vilka vattenflödet mättes. Baserat på resultatet från sonderingshålen beslutades om omfattning av injektering.
Injekteringshål	Borrning av normalt 8 injekteringshål från en position 5 meter bakom tunnelfronten och ca 35 meter i berg.	Borrning av normalt 8 injekteringshål från en position 18 meter bakom tunnelfronten och ca 23 meter i berg.
Injektering	Injektering av ett hål åt gången enligt följande: <ul style="list-style-type: none"> - Vattenflöde >100 l/min – injektering med konventionellt portlandcement - Vattenflöde < 100 l/min – injektering med mikrocement Stopptryck 50 bar.	Injektering av ett hål åt gången med konventionellt portlandcement och ett stopptryck på 30 bar.

På grund av ett flertal zoner med sämre berg utfördes också injekteringen med syfte att stabilisera tunneln. I dessa zoner ökades hålantalet och ibland utfördes injekteringen också i olika nivåer (området runt Tolo Harbour fault).

När det gäller förstärkningen användes bultning eller sprutning aldrig. Istället valdes att använda stålbågar med (förstärkningsklass D och E) eller utan (förstärkningsklass C) mellanliggande trä”lagging”. Stålbågarna var specialtillverkade av H-balkar, som valsades till en passande radie. Varje stålbåge bestod av fyra sektioner, som bultades ihop i tunneln. I förstärkningsklass A och B krävdes normalt ingen förstärkning.

Förutom en utökad injektering krävde drivningen genom svaghetszonerna även andra speciella åtgärder. Designarbetet avseende tunneldrivningen genom dessa zoner utfördes bl a av Per-Erik Söder (Swedpower, före detta Vattenfall Hydropower).

Förfarandet vid passagen av svaghetszonen vid sektion 750 utfördes principiellt enligt följande.

1. Borrning och sprängning av en nisch för ODEX-borrning/förpålning "förbultning"
2. ODEX-borrning med foderrör installerade i förborrade hål, hållängd 23 meter
3. Injektering av förpålar med konventionellt portlandcement, stopptryck 30-50 bar
4. Drivning med bursters/splitters (pall och galleri)
5. Förstärkning med stålågar/balkar och s.k. bankerbars (stålplattor som drivs in över sista bågen och in i berget över hjässan på tunneln). Även förstärkning av stoff med "wooden boards" eller sprutbetong utfördes.
6. Borrning och injektering av kortare hål varje 6 meters framdrift
7. Borrning av sonderings- och dränagehål varje 2 meters framdrift

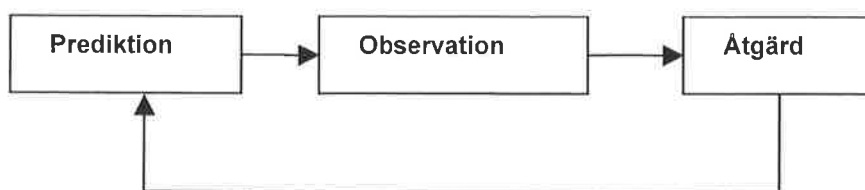
Området runt Tolo Harbour fault passerades med följande arbetsgång.

1. Konsolideringsinjektering (för stabilisering) i nivåer totalt 35 meter i berg. Injektering med mikrocement och ett stopptryck på 50 bar. Hålantalet var normalt 15-25. Stålrör installerades 9 meter in i hålen (4 meter framför tunneln) om mycket trasigt berg lokaliserades i stoffen. Stålrören möjliggjorde lättare insättning av packern, minskade stoffläckaget vid injektering samt gav extra förstärkning i stoffen.
2. Spiling med glasfiberspiling i injekteringshålen ca 24 meter framför tunneln. Hålen fylldes sedan med injekteringsbruk.
3. Drivning med TBM.
4. Överlappning av injekteringskärlar så att tredubbelt överlapp erhöles. Detta gav upprepad bergstabilisering. Drivningslängderna var normalt 7-12 meter.
5. Förstärkning med stålågar och "wooden lagging" som bakfylldes med injekteringsbruk.

Glasfiberspiling användes för att minska risken att TBM - maskinen skulle skadas under framdriften. Om avdriften vid borrning av spilingen blir så stor att de inkräktar på tunneldiametern kan maskinen skadas om stålspiling användes. Detta inträffade dock aldrig. Spilingen hade en längd på 3,0 meter (skarvning till 30 meter utfördes), ytterdiameter 22 mm och innerdiameter 12 mm. Den korta längden valdes på grund av transportkostnad.

Arbetsätt

Under projektets gång formaliserades också arbetssättet genom att införa ett mer strikt Active Design förfarande (Figur 7).



Figur 7: Arbetssätt enligt Active Design förfarande

Figure 7: Work procedure according to the Active Design principle.

Exempelvis tillämpades detta förfarande för varje injekteringskärm enligt följande.

Prediktion: Baserat på resultat från sonderingsborrning och förväntade geologiska förhållanden upprättas en arbetsbeskrivning för injekteringen.

Observation: Observationer från injekteringen dokumenteras i en injekteringsrapport och de verkliga geologiska förhållanden efter framdrift dokumenteras av den Geotekniska personalen.

Åtgärd: Avvikelser från prediktionerna noteras och förslag på förändringar dokumenteras.

Samtliga dokument för en skärm samlades sedan i en skärmsrapport.

Det mer formaliserade arbetssättet gav ett beslut som blev tydligare och mer lättkommunicerat både hos Skanska och gentemot byggherren.

RESULTAT

Generellt uppnåddes en hög tätningseffekt och tunneln stabiliserades så en kontrollerad tunneldrift möjliggjordes. Kompletterande tätning i form av efterinjektering krävdes emellertid längs en stor del av tunnelsträckningen.

SLUTSATSER

Det kan konstateras att i likhet med andra undermarksprojekt kan prediktionerna av bergförhållandena successivt behöva uppdateras och arbetsmetoderna förändras. Detta ställer i sin tur krav på såväl organisation, arbetssätt, en anpassad utrustning mm. På det aktuella projektet kunde de påträffade geologiska svårigheterna, trots vissa problem på grund av en för ändamålet inte helt anpassad TBM-maskin samt utrymmesbrist i tunneln, tacklas med hjälp av ett omfattande systematiskt sonderings-, -injekterings- och förstärkningsarbete, ett formaliserat arbetssätt enligt Active Design förfarandet samt en utveckling av såväl utrustning som metoder. I projektet belystes också svårigheten med att utföra rätt förundersökningar samt att tolka dessa.

REFERENSER

Stille H., Olsson L., Johansson J. (1998), SSDS Hong Kong Tunnel F Safety survey, Internal report

SUMMARY

The purpose of the paper is to describe and discuss predictions, observations and measures related to sealing – and stabilisation works in an TBM-excavated tunnel with different rock conditions. The tunnel described is part of the “Strategic Sewage disposal Scheme (SSDS) Part I”, which is a program run by the Hong Kong SAR government. The main parts of the project (SSDS) are water treatment plants and a system of deeply situated tunnels (approximately 130 meters below ground surface).

In the end of July 1997 Skanska signed the contract of “Completion works for transfer system from Kwai Chung to Stonecutters Island”, which included three shafts and two tunnels. The contract was written after that the former contractor (CBM) left the project. One of the tunnels (Tunnel F) was excavated with an open TBM with the diameter of 3.35 meters. The total length of the tunnel was 3579 meters of which 481 meters that were already excavated by the former contractor.

One major issue was the sealing and stabilisation of the tunnel, which sometimes was excavated in very bad rock conditions with very high water flows. In order to excavate the tunnel in a controlled way, the methods had to be updated during the course of the work progress. Based on the encountered rock conditions the measures involved an extended grouting (both for sealing and stabilisation) and support in a large part of tunnel. Compared to the initial methods the number of grout holes were increased, the holes were drilled longer in front of the tunnel face and micro cement was used to a higher extent. In the zones with very bad rock conditions the grouting was made in stages, the number of holes were increased further and the support was extended with glass fibre spiling and fore poling. In one of the bad zones TBM -excavation was not possible.

In order to get a successful work progress the equipment as well as the way of working was also developed. One problem with the grouting was that the drilling was made approximately 18 meters behind the face. This resulted in that the effective length of the holes in rock was reduced as well as the effectiveness of the grouting was reduced due to the large distance between the holes. There was also a problem with leakage of grout to the tunnel. The problems were solved by guiding the drill strings in steel pipes, which were mounted along the side of the TBM-machine. The pipes made drilling from a position closer to the face (approximately 5 meters) possible, which in turn also enabled longer cutting lengths. In order to get a more formalised and communicated way of working a clearer Active Design-procedure was implemented. With this procedure predictions, observations and measures were handled in a strict way.

The improvements resulted in a generally high sealing effect and the tunnel was stabilised so that a controlled excavation was made possible. Complementary sealing was however needed in some parts of the tunnel. Some of the conclusions made from the experiences gained in this project are that geological predictions as well as methods have to be updated during the work progress and that the way of working has to be formalised and communicated within the project.