



BERGMEKANIKDAG 1997

Föredrag

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

**Föredrag vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 12 MARS 1997**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 12, 1997**

Redigerad av Carin Bachman

FÖRORD

Årets bergmekanikdag har planerats under det år då Dennis-paketets första stora bergentreprenader lämnats ut på räkning. Planering och projektering har pågått i ett antal år och till mycket stora kostnader, bland annat på grund av en tung beslutsprocess för ett så stort och komplicerat projekt med återkommande ändringar av förutsättningarna. Politiska viljor har haft svårt att enas kring utformningen i olika avseenden och en särskild svårighet har varit den speciella finansieringsformen med vägtullar, som inte på ett enkelt sätt är knutna till användningen av tunnlarna. I skrivande stund, då vi med spänning väntat på resultatet av utvärderingen av lämnade anbud och kanske med viss bävan sett fram emot en byggstart under våren med sannolika försök till störningar från "utomparlamentariska" grupper av motståndare mot biltunnlarna, så har vi fått regeringsrättens besked att ingreppen i Bellevue-området under byggnadsskedet inte kan tolereras. Vi lever i en fortsatt ovisshet om eller i varje fall när tunnlarna kommer att byggas.

Att dagens program delvis är relaterat till Norra Länkens tunnlar är naturligt och intresset för de föredragen bör likafullt vara stort. Det är utomordentligt intressanta frågor som vi får belysa i inläggen om dimensionering och inspektionsprogram för underhåll. De kommer att ge en inblick i hur långt vi kommit när det gäller att tillämpa nya anvisningar för dimensionering med skärpta krav på redovisning av beräkningsprinciper och hur vi kan tillgodose kraven på beständighet över lång tid.

Ett annat ämne som är föremål för ständig debatt inom bergmekaniken är frågan om bergspänningar, "vad de egentligen är", hur de kan mätas på tillförlitligt sätt och framförallt hur mätresultaten kan tolkas och användas i bergbyggandet. Har vi verkligen lärt oss något nytt sedan fenomenet började uppmärksammas på femtiotalet eller under de senaste tio åren efter den internationella Rock Stress-konferens som hölls på Lidingö 1996?

Årets tredje block innehåller också en återblick, men med något kortare perspektiv, även om problemområdet har sin grund i femtio- och sextio-talens tunnelbanebyggande, då man blev klar över vådan av att störa grundvattenbalansen i tätorter med känslig grundläggning av äldre byggnader. Efter insatser från olika håll under några decennier upplever vi idag en formlig kraftsamling mot tätningsproblematiken, där nio doktorander nu arbetar med olika aspekter av injektering för att täta berg genom engagemang från SKB, Nuteks industriforskarprogram och SveBeFo. Förhoppningen måste vara att dessa forskare, knutna till olika institutioner, får tillfälle att arbeta med egna idéer och inriktningar inom området samtidigt som handledare och finansiärer har ett ansvar för att forskningen samordnas så att onödigt dubbelarbete kan undvikas. Jag tror att förutsättningarna är goda och det ska bli mycket intressant att se var vi står om fem

eller tio år, när det gäller att förstå hur injekteringsmedel sprids i berget, att med väl fungerande utrustningar kunna styra inträngning och härdning och slutligen att dokumentera tätningsresultatet.

Vi bygger fortfarande mest i hårt berg här i landet, men vi står redan med svåra utmaningar i andra geologiska förhållanden i Hallandsås, vi har fått en intentionsförklaring om att bygga en city-tunnel i Malmö och vi kommer att arbeta i andra formationer i utlandet. Vi har goda skäl att ta till oss kunskaper om arbeten i berg med större deformationer än i det trygga skandinaviska urberget. Vi har glädjen att få inleda årets bergmekanikdag med en inbjuden gästföreläsare, väl förtrogen med "squeezing and swelling rocks", Professor Giovanni Barla från Turins tekniska universitet, tillika vice president för Europa i ISRMs styrelse 1995 - 99. Vi ser fram mot ännu en stimulerande Bergmekanikdag.

Stockholm den 1 februari 1997

Tomas Franzén

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Case studies in squeezing and swelling rocks..... *

Professor Giovanni Barla, Technical University of Turin

BERGSPÄNNINGAR

ROCK STRESS AND MEASUREMENTS

Introduktion: Norbert Krauland

Vad vet vi efter 40 års bergspänningsmätningar?..... 1

What is the state of art after 40 years of rock stress measurements?

Ove Stephansson, KTH

Bedömning av in-situ spänningar från spänningsmätning i bergrumsvägg..... 11

Estimation of in-situ stresses from stress measurements in
cavern wall

Rune Glamheden, Mats Ek, Carl-Johan Nilsson, CTH

Høye, dagnære bergspenninger i marmorbrudd i Nord-Norge..... 25

High, near surface horizontal rock stresses in a marble quarry,
Northern Norway

Lisbeth Alnaes, Stein Erik Hansen, SINTEF, Trondheim

Arne Myrvang, NTNU, Trondheim

Bestämning av bergparametrar ned till 1340 m djup i borrhål KLX02 i Laxemar..... 39

Determination of hydromechanical parameters down to 1340 m
depth in borehole KLX02 in Laxemar, Sweden

Daniel Ekman, KTH

Jonny Rutqvist, Lawrence Berkeley National Laboratory, California

Christer Ljunggren, Vattenfall Hydropower

Bergspänningar i bergbyggandet - i teorin och praktiken..... *

Gunnar Nord, Atlas Copco

Håkan Stille, KTH

BERGMEKANISK DIMENSIONERING

ROCK MECHANICS AND DESIGN

Introduktion: Bengt Stillborg, Luleå tekniska universitet

Dimensionering av bergförstärkning för entreprenaderna	
Roslagstull och Värtan enligt Tunnel 95.....	65
Design of rock reinforcement for Contracts Roslagstull and Värtan according to Tunnel 95	
<i>Lars Rosengren, Itasca Geomekanik</i>	
<i>Stig-Olof Olofsson, Itasca Geomekanik</i>	
Swellex in weak rock formations.....	85
Swellex i svagt berg	
<i>Ulf Håkansson, Atlas Copco, Hong Kong</i>	
<i>Chunlin Li, Luleå tekniska universitet</i>	
Ras i Bolmentunneln, 1995.....	107
Collapse of the Bolmen water supply tunnel, 1995	
<i>Valter Didriksson, Sydkraft Konsult</i>	
<i>Anders Isander, Sydkraft Konsult</i>	
Bergunderhåll i Ringens trafiktunnlar. Metodik för framtagande av inspektionsprogram.....	113
The maintenance of rock tunnels in the Stockholm ring road project. Methods to develop program for inspection	
<i>Anders Fredriksson, ADG Grundteknik</i>	
<i>Karl-Åke Johansson, Vägverket Region Stockholm</i>	
<i>Jan Johansson, Naturgasteknik</i>	
<i>Lars Olsson, Geostatistik</i>	
 INJEKTERING	
ROCK GROUTING	
<i>Introduktion: Gunnar Gustafson, CTH</i>	
Svensk injekteringsforskning - 30 år.....	133
Swedish research work regarding grouting of rock - 30 years	
<i>Håkan Stille, KTH</i>	
Filtration stability of cementitious injection grouts with low W/C-ratio.....	149
Filtreringsstabilitet hos cementbaserade injekteringsmedel med låga vattencementtal	
<i>Pär Hansson, Vattenfall Utveckling</i>	

Tätning och erfarenheter från Lundbytunneln.....	159
Experiences from grouting of the Lundby tunnel	
<i>Åke Eriksson, Vägverket Region Väst</i>	
<i>Kai Palmqvist, BERGAB</i>	
 Erfarenheter från injekteringsarbeten vid Arlandabanan.....	 175
Experiences of grouting works at the Arlanda train project	
<i>Lars Hässler, Vattenfall Hydropower</i>	
<i>Martin Forhaug, NCC</i>	

* det skriftliga föredraget ej tillgängligt vid tryckningen
(papers not available at the time of printing)

BERGSPÄNNINGAR

Rock stress and measurements

Introduktion: Norbert Krauland

VAD VET VI EFTER 40 ÅRS BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR?

What is the state of art after 40 years of rock stress measurements?

Ove Stephansson, Institutionen för anläggning och miljö, Kungl Tekniska Högskolan

INLEDNING

I bergmassan finns normalt ett initieellt spänningstillstånd. Oavsett om man är intresserad av geologiska strukturer (veck, förkastningar, intrusioner), stabiliteten hos utsprängda strukturer i berg (tunnlar, bergrum, gruvor) eller långtidsstabiliteten hos djupa borrhål krävs kunskaper om bergspänningarna tillsammans med kännedom om bergmassans hållfasthet och deformations-egenskaper för att rätt kunna tolka och förstå hur bergmassan reagerar för dessa störningar. Bergspänningar kan inte bestämmas eller mätas direkt utan kan bara fastställas genom att tilldela bergmassan en störning. Den vanligaste metoden att störa berget är att borra ett hål och sedan mäta deformationerna av hålperiferien (över-och underborrningsmetoden), att pressa in en vätska under högt tryck och bestämma spänningarna utifrån det tryck som krävs för att spräcka borrhålsväggen och återöppna den genererade sprickan (hydraulisk spräckning) eller att undersöka borrhålsväggens geometri till följd av utfall av bergbitar i borrhålsväggen ('breakouts').

Bergspänningsmätningar började utföras under 1950-talet och har sedan dess fått allt större spridning och allt fler tillämpningar. Till en början skedde mätningarna i gruvor och berganläggningar och överborrningen var den förhärskande metoden. Professorn Nils Hast verksam vid KTH var den som introducerade överborrningsmetoden och mätningar med magnetostriktiv metod. När hydragisk spräckning börjad tillämpas under senare delen av 1970-talet ökade möjligheterna att mäta spänningar i borrhål från markytan. Nästa stora utvecklingssteg kom att bli registreringen av största och minsta horisontella huvudspänningsriktningen från utfallen i borrhålsväggarna i djupa vertikala borrhål, särskilt prospekteringshålen för olja och gas. Under de senaste 10 åren har vi kunnat sammanställa de uppmätta spänningarnas storlek och riktning till en global karta- kallad World Stress Map- inom ramen för det internationella litosfärprojektet. Den spänningsbild över jorskorpan som på det sättet har vuxit fram har gett ett viktigt bidrag till kunskapen om platttektoniken och de spänningar som driver plattorna i astenosfären. Här har spännings-

bestämningarna utifrån lösningar på fokalmekanismerna i samband med jordbävningar spelat en mycket viktig roll.

Under de senaste årtiondet har vi också kunnat mäta bergspänningar i de mycket djupa borrhålen från kontinentalborrningarna som utförts i Ryssland, USA och Tyskland. Djuprekordet har man från det tyska KTB-hålet i Bavarien där man mätt spänningarna med en speciell typ av hydraulisk spräckning till ett djup av 9 km och där den största och minsta horisontella *in-situ*-spänningen uppmäts till 285 respektive 147 MPa.

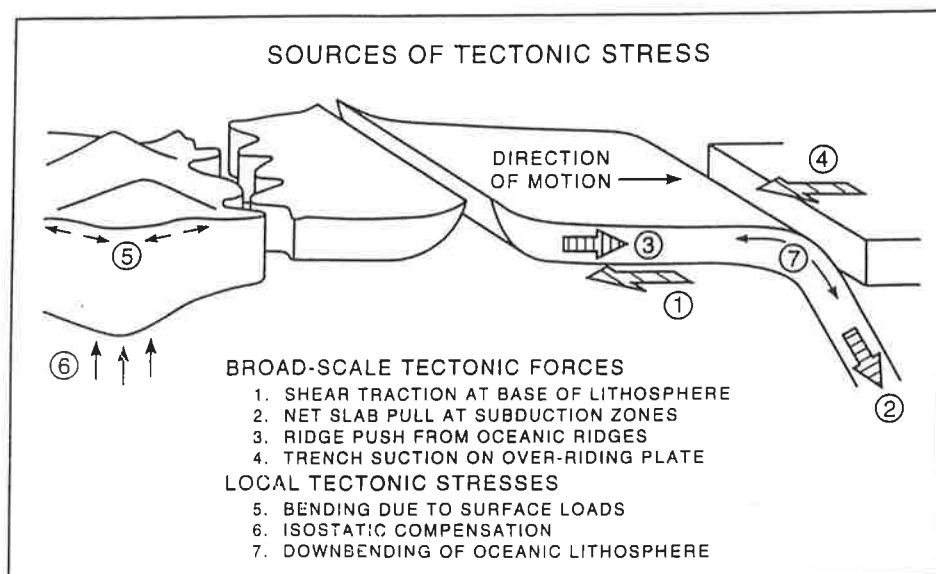
Bergspänningar och bergspänningsmätningar har tilldragit sig stort intresse på de internationella bergmekaniska och bergtekniska konferenserna och kongresserna genom åren. Det senaste symposiet arrangerades i samband med bergmekanikkongressen i Tokyo i september 1995 och en ny konferens om bergspänningar kommer att arrangeras i Kumamoto, Japan i oktober detta år. I den bok om bergspänningar och bergspänningsmätning som Amadei & Stephansson (1997) utger inom kort lämnas en fyllig beskrivning av bergspänningsmätningarnas historiska utveckling tillsammans med en förteckning över de symposier och konferenser som behandlat bergspänningar, mätmetoder för spänningsbestämning och deras tillämpningar inom geologi, geofysik, anläggningsteknik, gruvteknik och petroleumteknik.

VILKA OLIKA TYPER AV BERGSPÄNNINGAR KAN VI RÄKNA MED?

Inom mekaniken är den så kallade Cauchyspänning en fiktiv storhet som kan definieras som en limesprocess som innebär att medelkraften per enhetsarea hos en kropp går mot ett gränsvärde när ytans storlek går mot noll. Gränsvärdet kallas spänningsvektorn, eller i vårt fall bergspänningsvektorn, och den har tre komponenter i ett rätvinkligt koordinatsystem. De nio spänningskomponenterna (tre normalspänningar och sex skjuvspänningar) bildar tillsammans en andra ordningens Cartesiansk tensor kallad spänningstensorn eller bergspännings-tensorn. Genom att jämvikt råder för krafter och moment i systemet blir spänningstensorn symmetrisk och antalet obekanta skjuvspänningar reduceras till tre. Följaktligen bestäms spänningen i en punkt i ett kontinuum av tre normalspänningar och tre skjuvspänningar. Alternativt kan spänningstillståndet bestämmas av de tre huvudspänningarna och deras orientering i det rätvinkliga koordinatsystemet.

Bergspänningarna kan grovt delas in i *in-situ*-spänningar och sådana spänningar som existerar i bergmassan innan någon störning uppstår eller skapas samt inducerade spänningar som alstrats till följd av att en störning har tilldelats systemet. Figur 1 visar en sammanställning av de olika typer av tektoniska spänningar som vi har att räkna med i en bergmassa. De tektoniska spänningarna

är den största gruppen bergspänningarna och de alstras till följd av de krafter som hela tiden formar och omformar jordskorpan genom plattetektoniken.



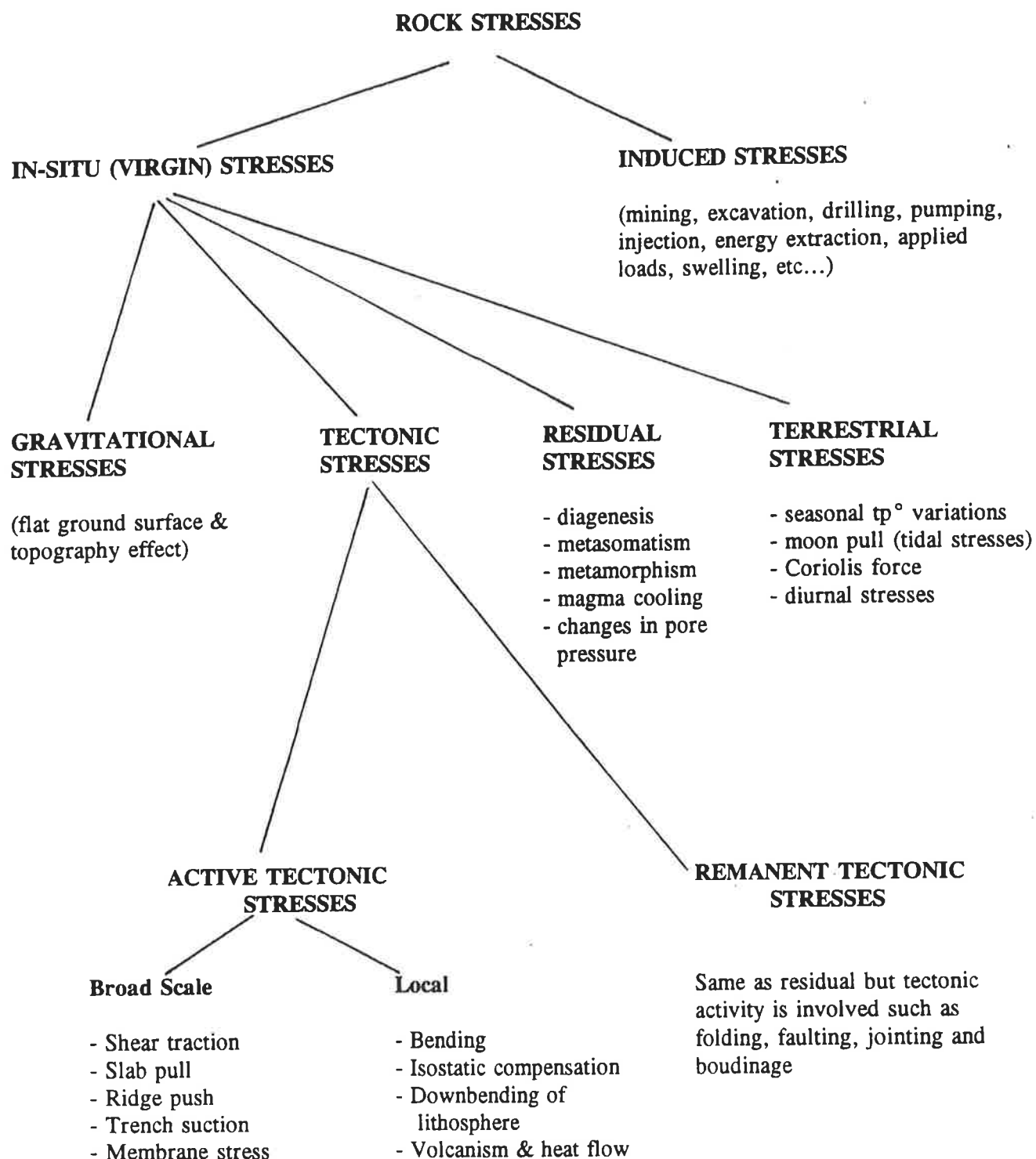
Figur 1. De krafter som alstrar tektoniska spänningar i jordskorpan. Efter M. Zoback et al., 1989.

Forces responsible for tectonic stresses. After M. Zoback et al., 1989.

Amadei och Stephansson (1997) presenterar en sammanställning av de olika bergspänningar som kan förekomma i en bergmassa eller en bergart. Till gruppen in-situ-spänningar räknas naturligtvis också gravitationsspänningarna som alstras genom tyngden av de ovanliggande bergmassorna i ett område, se Figur 2.

KAN VI UPPSKATTA BERGSPÄNNINGARNA?

Innan några bergspänningsmätningar startar i ett område gäller det att först göra den bästa möjliga uppskattningen av spänningarna. Detta kan ske genom att studera tidigare utförda mätningar i samma region eller likartad geologisk och tektonisk miljö. Viss information kan fås från 1) de topografiska förhållandena, 2) strukturer och texturer hos bergarterna, 3) analys av fokalplansmekanismer hos jordskalv i området, 4) fenomen som sammanhänger med



Figur 2 Terminologi och klassificering av bergspänningar. Efter Amadei & Stephansson (1997).

Terminology and classification of rock stresses. After Amadei & Stephansson (1997).

spänningskoncentrationer (avlossningar och smällberg) eller avlastningar (öppna dragsprickor, blockutfall). För att kunna göra en bra uppskattning av spänningstillståndet krävs en bra strukturgeologisk analys. Det vanligaste antagandet, och det med rätta, är att ansätta vertikalspänningen lika med tyngden av ovanliggande bergarter ($S_v = \gamma z$) där tyngden hos bergarten ges av dess enhetsvikt $\gamma = \rho g$ i N/m^3 och z är djupet under markytan samt en uniform och likstor horisontell komponent $S_h = S_H$ lika med K multiplicerat med vertikalspänningen. S_v , S_h och S_H antas här vara totala spänningar. Det andra antagandet som görs är att S_v och S_h är huvudspänningar. Amadei & Stephansson (1997) presenterar en omfattande sammanställning av bergspänningarnas variation med djupet och de konstanterna som ingår i de vanligaste antagandena om de linjärt med djupet tilltagande spänningarna i olika regioner. I de fall man nyttjar dessa samband är det viktigt att komma ihåg att de tabellerade konstanterna kan variera beroende på använd mätmetod.

När det gäller att göra uppskattningar av spänningstillståndet på ett visst djup på en given plats är det viktigt att vara uppmärksam på de tillskott eller reduktioner i spänningarna som kan uppkomma till följd av topografin. Vidare gäller det att kunna uppskatta avvikelserna till följd av existerande, stora diskontinuiteter i bergmassan. Detta är emellertid svårt eftersom närområdet kring en stor förkastning kan vara antingen avlastat eller utsatt för en spänningskoncentration. Slutligen kan vi ha en situation där ett regionalt ensriktat spänningsfält kan uppvisa stora lokala variationer till följd av olika styvhet hos de enskilda blocken i bergmassan.

Det relativt stora antal bergspänningsmätningar som fram till idag har utförts på ett stort antal ställen i en lång rad olika geologiska miljöer med varierande topografi har ökat vår säkerhet i prognoserna av spänningarna på en given lokal. Samtidigt har de teoretiska ansatser som gjorts, ibland tillsammans med matematisk modellering, ökat vår kunskap om vad vi kan förvänta oss för spänningstillstånd för en given situation eller plats. Det är emellertid på sin plats att här höja ett varnande finger för de överraskningar som alltid dyker upp i samband med predikteringar av bergmaterial och dess egenskaper i berggrunden. För att fastställa bergspänningarna i en punkt eller ett område så måste bergspänningsmätningar utföras. Det finns inget sätt att undgå detta. I detta sammanhang är det intressant att notera att utvecklingen nu går mot att bättre utnyttja informationen som en spänningsmätning erbjuder genom att med några ytterligare moment i mätprogrammet fånga in andra parametrar än bara spänningarna, t ex elastiska parametrar och hållfasthet vid överborrning och sprickhållfasthet, permeabilitet, konduktivitet och sprickstyvhet i samband med hydraulisk spräckning.

Många problem och tvister vad gäller berganläggningars stabilitet och vatteninläckning kan återföras till bristfälliga förundersökningar och analyser av

berggrundens egenskaper. Bergspänningsmätningar ingår som en viktig komponent i förundersökningarna, med de utelämnas ofta med motiveringen att de är för dyra att utföra. Man kan förutse att underlåtenheten att göra dessa mätningar kommer i framtiden att utnyttjas i samband med tvister, rättegångar och förlikningar.

VILKA METODER SKA MAN ANVÄNDA?

Låt oss börja med att lista upp de viktigaste metoder som idag används för att bestämma bergspänningarna. Det ger också en översikt av de metoder som utvecklats sedan bergspänningsmätningar med överbörningsteknik startade i mitten på 50-talet.

Hydrauliska metoder

- hydraulisk spräckning
- membranspräckning
- hydrauliska tester av existerande sprickor (HTPF)

Avlastningsmetoder

- ytavlastningsmetoder
- avlastningsmetoder i borrhål, överbörning och slitsbörning
- avlastning av stora bergvolymer, ex schakt, tunnlar, bergrum

Jackingmetoder

Töjningsmätningssmetoder

Avlossning i borrhålsvägg (borehole breakouts)

Andra metoder

- analys av förskjutningarna av en grupp förkastningar inom ett område
- fokalplansmekanismstudier
- indirekta metoder

Amadei & Stephansson (1997) redovisar i sin bok den historiska utvecklingen av respektive metod, de tekniker, utrustningar och metoder som idag används vid själva mätningarna, samt hur registrering och utvärdering går till. Ett särskilt kapitel ägnas åt jämförande mätningar med olika mätmetoder inom ett och samma område samt ett stort antal fallstudier med ett flertal exempel från spänningsmätningar i svensk berggrund.

Om vi inskränker frågan om vilka metoder som lämpar sig bäst för mätning i svensk berggrund och de behov som uppkommer inom svensk gruv- och berganläggningsindustri så blir svaret överbörningsteknik och hydraulisk spräckning för mätningar från befintliga anläggningar och i borrhål från markytan. För mycket djupa borrhål kan avlossning i borrhålsväggar nyttjas för bestämning av spänningarnas orientering i planet vinkelrätt mot borrhålsaxeln. Metoden ger dock inga säkra data om spänningsmagnituderna.

Metodvalet beror också på syftet med mätningarna; om spänningarna skall bestämmas i en enskild punkt, eller om spänningarna skall nyttjas för stabilitetsanalys eller numerisk modellering. I det senare fallet gäller det att få en uppfattning om horisontalspänningarnas variation med djupet. I de fall det gäller att få en uppfattning om spänningstillståndet inom ett helt område krävs ett stort antal mätningar parat med en ingående geologisk och tektonisk analys. Den underjordiska försöksstationen för studier av möjligheten till slutförvaring av kärnavfall i Canada (URL) hör till den utan tvekan bäst undersökta berggrunden vad gäller bl a bergspänningarna (Martin & Simons, 1993). De första mättningsresultaten som utfördes med olika metoder och i olika delar av anläggningen gav till synes motstridiga och sinsemellan avvikande resultat. Allteftersom undersökningarna drevs så klarnade bilden och man vet nu med god säkerhet spänningarnas magnitud och riktning i olika delar av anläggningen. Det betyder också att man här har att göra med olika, kalla det, 'spänningsprovinser' där var och en av provinserna begränsas av första ordningens förkastningar. Situationen vid anläggningen i Äspö kan idag till viss del liknas vid den som rådde i början av arbetena vid URL; spänningsbilden är ännu inte klarlagd och det återstår att utreda nuvarande skillnader i resultaten mellan olika mätmetoder

VILKEN NOGGRANNHET OCH OSÄKERHET KAN VI RÄKNA MED?

Detta är en vanlig fråga från praktikerna och de som skall tillämpa resultaten av spänningsmätningar. Noggrannhet innebär strikt ett mått på avvikelsen från ett känt värde, men denna definition blir meningslös i de fall vi försöker tillämpa den på spänningsmätningar eftersom vi inte känner värdet att jämföra med. En noggrannhetsbestämning av en viss metod kan bara göras - och görs-i laboratoriet under väl kontrollerade förhållanden.

Ett vanligt sätt att presentera spänningsdata är att ange avvikelsen i termer av plus-minus intervall. Osäkerheterna kan vara av tre olika typer: 1) naturliga osäkerheter, exempelvis variationer hos bergarternas E-modul som står för ca 5% av avvikelserna i resultaten; variationer i Poisson's tal å andra sidan ger ett litet utslag i de beräknade spänningarna, 2) osäkerheter relaterade till mätprocessen, t ex vid URL uppskattades att ett fel på ± 5 grader vid installationen av överborrningsutrustningen resulterade i ett fel på ± 15 grader hos orienteringen av huvudspänningarna.

När det gäller hydraulisk spräckning så ligger osäkerheten till största delen i att rätt bestämma stängnings-och återöppningsstrycket (shut-in respektive reopening). Om vi väljer att redovisa några extrema data så fann man vid analys av mätningar i de pelarförklyftade basalterna i Hanfors, staten Washington, USA en avvikelse på 14-23 % i spänningsmagnituderna beroende på val av utvärderingsmetod för registrerade tryck.

Sätten att reducera osäkerheterna i mätningarna och utvärderingarna av mätdata är i första hand a) utföra välkontrollerade laboratorieexperiment b) utesluta felaktiga (dåliga) data från mätserier, c) jämföra uppmätt data i samma borrhål som gjorts med en och samma metod eller med flera olika metoder, d) använda statistiska metoder vid utvärderingen, e) bestämma så många mätbara parametrar som möjligt i samband med mätningarna, samt slutligen f) utred om spridningen i data beror av topografi, anisotropi eller geologiska strukturer.

Det finns idag ett stort antal metoder att välja bland för att mäta bergspänningarna *in-situ* eller registrera ändringar av spänningarna i en belastad bergmassa. Under goda mätförhållanden och där berget kan antas vara homogent, isotropt och uppföra sig i stort sett linjärelastiskt kan bergspänningarnas magnitud bestämmas med ett fel av storleksordningen $\pm 10-20\%$ och ett fel i riktning av storleksordningen 10-20 grader. Detta gäller för såväl överborrning som hydraulisk spräckning.

VAD ÅTERSTÅR ATT TA REDA PÅ OCH UTVECKLA?

Med tiden kommer vi att få se nya och bättre metoder utvecklas och den utvecklingen kommer mest sannolikt att ske för var och en av de uppräknade metoderna. Den utvecklingen kommer forskarna att driva på. Just nu sker den mest aktiva utvecklingen av olika metoder för bergspänningsmätningar och utvärderingen av registrerade data i Sydostasien och främst i Japan. Metodutvecklingen går också i riktning mot att försöka bestämma fler parametrar än bara spänningar vid ett och samma mättillfälle.

När det gäller utvärderingen av data så finns ett stort behov av att utveckla robusta statistiska metoder. Vidare bör vi i större utsträckning kombinera och utvärdera mätningar från flera olika metoder och mätningar från ett flertal mätplatser inom ett och samma område (spänningsprovins). Denna typ av integrerad spänningsanalys befinner sig i sin linda, Cornet (1993).

När det gäller den allmänna kännedomen om hur spänningarna alstras och varierar i jordskorpan finns det flera regioner där kunskapen är otillräcklig. Till dessa hör de gamla sköldområdena med bergarter av hög ålder, inklusive vår Baltiska sköld. Vidare saknar vi kunskap om hur och på vilket avstånd som ett regionalt spänningsfält störs av stora diskontinuiteter (förkastningar av olika storlek). Slutligen skall här nämnas att vi behöver en bättre kunskap om orsakerna till de avvikelser i spänningsorienteringen som fås av analyserna av fokalplansmekanismerna respektive mätningarna *in-situ*.

SUMMARY

The introduction of this contribution emphasises the fact that rock masses are initially stressed in their natural condition. Rock stresses can not be measured directly; some sort of disturbance has to be imposed on the rock mass, like a borehole, and the stresses are calculated from the deformations of the borehole wall (overcoring), the pressure needed to fracture the wall (hydraulic or sleeve fracturing) and the spalling of the borehole wall due to the exceed of the rock strength (borehole breakouts). A short history of stress measurements and the Swedish contributions are mentioned.

The definition of stress is presented and the forces responsible for tectonic stress are defined. Can we estimate rock stresses? In all stress measurement campaigns all efforts should be done to make a realistic estimate of the state of stress. The vast number of data available and our present knowledge of rock stresses allow this to be done. A list of available method to determining rock stresses are presented an overcoring and hydraulic fracturing are listed as the most appropriate methods to be applied in the hard rocks of the Swedish bedrock.

The accuracy and uncertainty of stress measurements are often brought up by the practitioners. When the rock conditions are feasible and the rock mass is homogeneous, isotropic and can be assumed to respond elasticity the uncertainty is of the order of $\pm 10-20\%$ in magnitude and 10-20 degrees in direction of the principal stresses.

To-day most of the interesting development of rock stress and rock stress measurement seems to be concentrated to the Far East and in particular Japan. We can see the need for development of better statistical methods to handle and evaluate stress data and more applications of the integrated stress determination method are welcome. We are still lacking realistic explanations for the relatively large scatter in stress orientation and magnitude for most of our shield areas, including the Baltic Shield.

REFERENSER

Amadei, B. & Stephansson, O. 1997. *Rock Stress and Its Measurement*. Chapman & Hall, London, 490 pp.

Cornet, F. H. 1993 The HTPF and the integrated stress determination methods, in *Comprehensive Rock Engineering* (ed. J. A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 15, Vol., 413-432.

Martin, D. & Simmons, G. R. 1993. The Atomic Energy of Canada Limited Underground Research Laboratory: an overview of geomechanics

characterisation, in *Comprehensive Rock Engineering* (ed. J. A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 38, Vol. 3, 915-950.

Zoback, M. L. et al. 1989. Global patterns of tectonic stress. *Nature*, 341, 291-298.

BEDÖMNING AV IN-SITU SPÄNNINGAR FRÅN SPÄNNINGSMÄTNING I BERGRUMSVÄGG

Estimation of in-situ stresses from stress measurements in cavern wall

Rune Glamheden, Mats Ek, Carl-Johan Nilsson
Chalmers Tekniska högskola

1 INLEDNING

Institutionen för geoteknik på Chalmers bedriver sedan flera år forskning i ett berglaboratorium kallat Röda Sten. Forskningen har sedan starten 1988 varit inriktad mot naturgaslagring i oinklädda bergrum. Två typer av koncept har studerats: trycksatta, vattenridåttade lager och kylda lager. Resultat från försöken har tidigare presenterats på bergmeknikdagen 1994.

Ett nytt kylförsök startades i april 1995 och avslutades i juni 1996. Utvärdering av resultaten från detta försök pågår för tillfället. Vid försöket har bergdeformationen registrerats över ett flertal sprickplan på bergväggens yta. Deformationen tvärs sprickplanen är beroende av normalspänningen över sprickplanet och således av tangentialspänningen i bergrumsväggen. Sprickplanen förblir slutna så länge som normalspänningen över sprickplanet är större än noll. Själva kyltestet kan sägas vara en typ av storskalig spänningsmätning och det är av intresse att jämföra dessa resultat med någon annan typ av bergspänningsmätning.

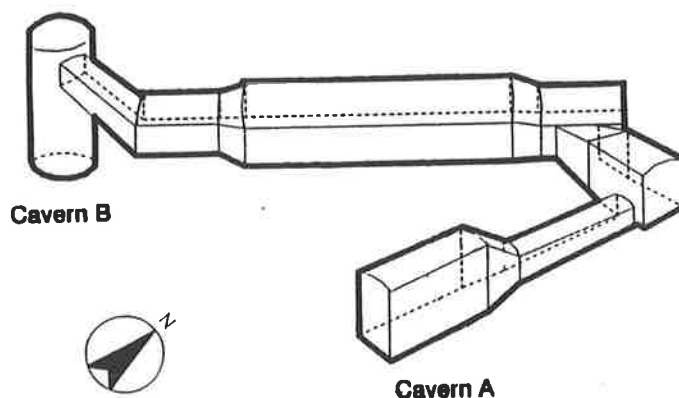
Innan bergrummen sprängdes gjordes mätningar av in-situ spänningen genom överborrning av ett antal celler i den volym där bergrummen skulle placeras. Spänningsfördelningen kring bergrummet har utifrån dessa mätningar beräknats på sedvanligt sätt med analytiska och numeriska modeller. Men eftersom det är svårt att beskriva bergmassans egenskaper helt korrekt i en modell finns det anledning att tro att den verkliga spänningen i bergrumsväggen avviker från den beräknade. Därför beslutades att direkta mätningar skulle utföras i bergrumsväggen.

Bestämning av tangentialspänningarna i bergrumsväggen utfördes som ett examensarbete under sommaren och hösten 1996, (Ek & Nilsson, 1996). I artikeln jämförs de uppmätta spänningarna i bergrumsväggen med de tidigare in-situ mätningarna genom bakåtberäkning.

2 BESKRIVNING AV LABORATORIET

2.1 Layout och geometri

Berglaboratoriet Röda Sten är förlagt i Göteborg i närheten av Götaälvs utlopp. Anläggningen ligger ca 70 m under markytan och ca 40 m under grundvattennivån. Laboratoriet består av två mindre bergrum, A och B. Bergrum A är avsett för tester av trycksatta vattenridåätade lager och bergrum B för tester av kylda lager, se figur 1. I denna artikel är det bergrum B som är av intresse. Bergrummet är konstruerat som en vertikal cylinder med diametern $7\text{ m} \pm 0.5\text{ m}$ och höjden $15\text{ m} \pm 0.5\text{ m}$. Bergrummets volym är ca 625 m^3 . Rummet sprängdes ut med schaktsänkningsteknik.



Figur 1 Vy över anläggningen

View of the facility

2.2 Geologi

Den dominerande bergarten i området är en förgnejsad granodiorit med element av alkali granit. Bergarten är i huvudsak ovittrad och dess färg är grå till gråröd. Kornstorleken är fin till medelkornig och foliationen är riktad omkring $N245^{\circ}/50^{\circ}N$. Det förekommer dessutom gångar i området av amfibolit, aplit och mylonit. Aplitgångarna följer huvudbergartens förskiffringsriktning.

De sprickor som har observerats vid kartering i bergrum B kan delas in i tre tydliga spricksystem. Det dominerande spricksystemet är orienterat ungefär $N130^{\circ}/80^{\circ}W$. Ett annat följer förskiffringsriktningen och ytterligare ett utgörs av horisontella sprickplan. Flertalet sprickytor är plana, släta och ovittrade. Sprickfyllnadsmaterial är kalcit, klorit och epidot. I ett fåtal sprickor är fyllnadsmaterialet lervittrat.

2.3 Materialdata

Utifrån laborietester har följande karakteristiska materialparametrar fastställts på kärnprov från Röda Sten. Testresultaten har tidigare rapporterats av He (1992).

Tabell 1 Karakteristiska materialparametrar fastställda på kärnprov från Röda Sten (He, 1992)

Elasticitets modul, E	56 GPa
Poissons tal, ν	0.25
Enaxiell tryckhållfasthet, σ_c	150 MPa
Draghållfasthet, σ_t	8.5 MPa
Torr densitet, ρ	2670 kg/m ³
Porositet, n	0.31 %
Friktionsvinkel, ϕ_p	41 °
Dilatationsvinkel, ψ	7 °

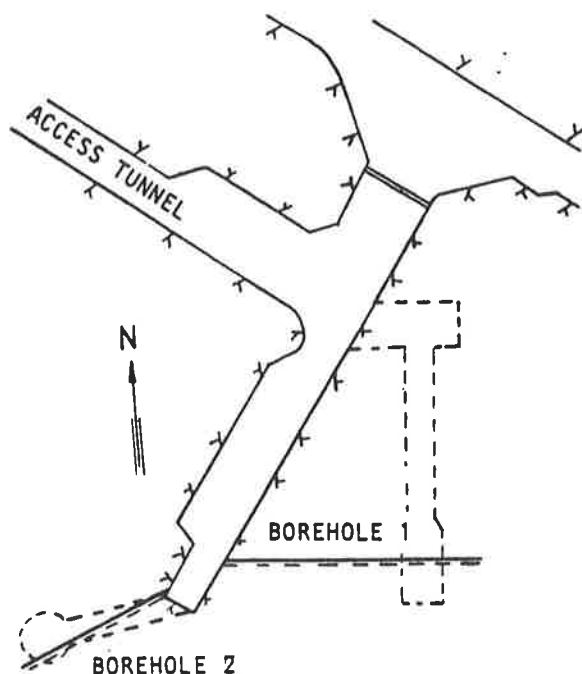
3 MÄTNING AV IN-SITU SPÄNNINGAR

Innan bergrummen sprängdes utfördes mätning av in-situ spänningen i den volym där bergrummen skulle placeras (Dahlström & He, 1992). Spänningstillståndet bestämdes genom överborrning av ett antal spänningsceller av typen CSIRO HI. Spänningsmätning med denna typ av cell är väl etablerad och en standard för mätproceduren finns utarbetad av ISRM (Kim & Franklin, 1987). Cellen utgörs av trådtöjningsgivare ingjutna i ett tunt epoxirör som installeras i ett 38 mm borrhål. Totalt appliceras nio trådtöjningsgivare mot bergytan i tre rosetter med 120 graders mellanrum. Trådtöjningsgivarnas längd är 10 mm.

Totalt överborrades nio celler i två borrhål riktade mot de kommande bergrummen. Borrhålens läge i förhållande till bergrummen visas i figur 2. Fyra celler var placerade i borrhål 1 och fem celler i borrhål 2. För att undvika att mätningarna påverkades av det inducerade sekundära spänningsfältet kring drifttunneln utfördes mätningarna 15-25 m från tunnelväggen.

Trådtöjningsgivarna registrerades kontinuerligt under överborrningen. Innan den överborrade kärnan togs ut registrerades givarnas respons under ytterligare 10-15 min. För att undvika mätfel på grund av temperaturändring i kärnan cirkulerades borrhvatten i hålet även under denna period.

Kärnornas elastiska egenskaper testades på laboratorium i en biaxial cell, vilket dessutom innebar en test av trådtöjningsgivarnas funktion. Medelvärde för den uppmätta elasticitetsmodulen var 62.9 GPa med en standardavvikelse på 6.2 GPa. Poissons tal uppmättes till 0.25 för alla de nio överborrade kärnorna. Mätvärdena stämmer relativt bra överens med resultatet från de enaxiella tryckförsöken, se tabell 1.



Figur 2 Plansektion av anläggningen där hålen för spänningsmätningen visas i relation med berggrummens placering (Dahlström & He, 1992)

Layout of the bore holes for stress measurements in a plane view of the facility

Mätdata utvärderades i en omfattande statistisk analys där man utgick från varje spänningskomponent enligt en metod beskriven av Dyke et al. (1987). Det utvärderade spänningstillståndets magnitud och orientering redovisas i tabell 2. Värdena för magnituden och orienteringen av huvudspänningarna bygger på sju av de nio överborrade cellerna på grund av att två av cellerna visade stora mätfel. Som framgår av värdena är största och mellanliggande huvudspänningen nästan horisontell medan den minsta huvudspänningen är nästan vertikal. Magnituden för den vertikala huvudspänningen är nära det förväntade värdet med avseende på ovanliggande bergmassa. Kvoten mellan huvudspänningarna i horisontalplanet är lika med 0.47.

Tabell 2 Utvärderat in-situ spänningstillstånd i Röda Sten från sju celler i två borrhål (Dahlström & He 1992)

Huvudspänning	Medelvärde (MPa)	St avvikelse (MPa)	Strykning (°)	Stupning (°)
σ_1	7.2	2.0	102.6	7.2
σ_2	3.4	1.3	193.8	9.2
σ_3	2.0	1.0	335.4	78.3

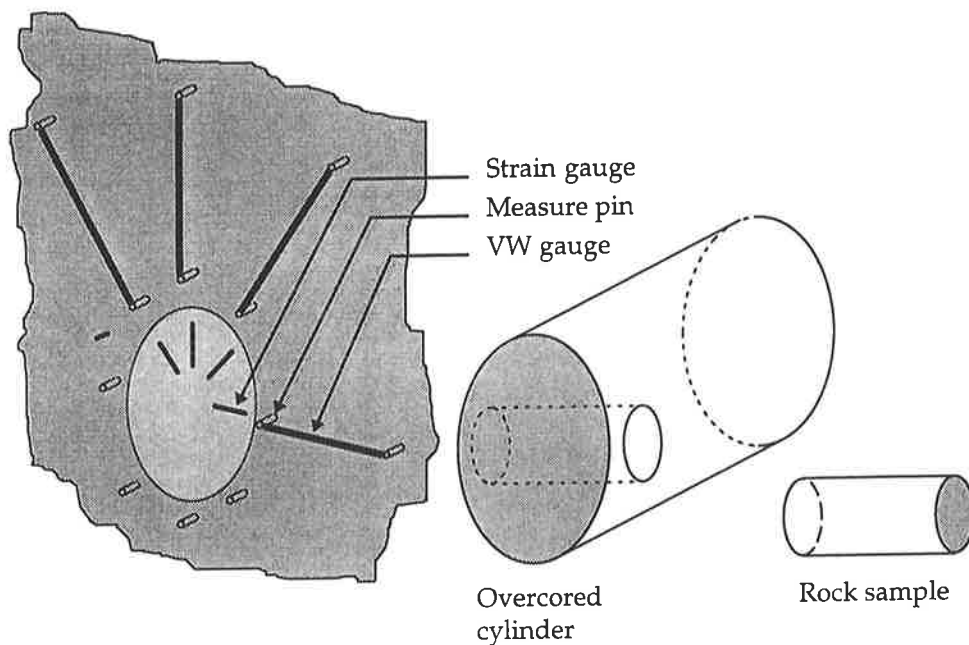
4 MÄTNING AV TANGENTIALSPÄNNINGAR I BERGRUMSVÄGG

Vid den nyligen genomförda bestämningen av tangentialspänningarna i bergrumsväggen gjordes försök att kombinera under- och överborrning i samma mätpunkt. Mättdubbar av gängad stång i dimensionen M12 göts fast i en inre och en yttre cirkel med radien 115 mm respektive 375 mm. Diametern mellan dubbarna i den inre cirkeln lästes av med en mätklocka och avståndet mellan den inre och yttre cirkeln med vibrerande stränginstrument. På bergytan innanför den inre cirkeln av dubbar limmades trådtöjningsgivare med längden 30 mm i fyra riktningar. Trådtöjningsgivarna överborrades med en kärnborr med diameter 150 mm, vilket samtidig medförde en underborrning av mättdubbarna, se figur 3. Varianter av de två metoderna har använts tidigare och finns beskrivna av Olsen (1957) och Bowling (1976).

Deformationsmätningen mellan dubbarna gav dock orimliga mätvärden. Troligen berodde problemen på att mättdubbarna inte var tillräckligt styva. Det verkar som om vibrationer från borrningen och tryckstötter från kylvattnet påverkat registreringen.

Vid de två första hålen utfördes registreringen med båda metoderna som beskrivs ovan. Därefter övergavs deformationsmätningen mellan dubbarna och registrering utfördes enbart med trådtöjningsgivare. Antalet trådtöjningsgivare ökades i samband med detta till åtta stycken i fyra riktningar.

Temperaturen registrerades i ett hål ca 30 mm från hålkanten. Hålet var fyllt med fett för att en god termisk kontakt skulle erhållas. Temperaturen steg ett par grader under borrningen och för att undvika inverkan av temperaturen på mätresultatet gjordes slutavläsningen inte förrän när temperaturen återgått till den normala.



Figur 3 Schematisk skiss av installerade mät-dubbar och trådtöjningsgivare på bergytan tillsammans med den överborrade kärnan och uttaget bergprov

Schematic drawing of installed measure pins and strain gauges on the rock surface together with the overcored cylinder and rock sample

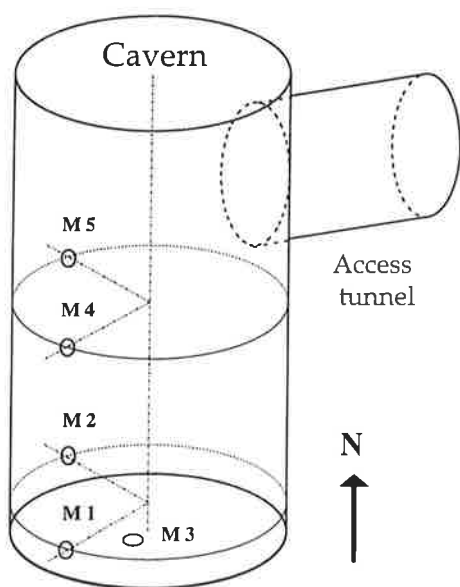
De elastiska parametrarna bestämdes på kärnprover med diametern 45 mm. Dessa borrades ur den tidigare överborrade kärnan, vinkelrätt kärnans längdaxel, ungefär i den uppmätta tangentiella huvudspänningens riktning, se figur 3. Proverna togs ut ca 10 mm från bergytan. Avsikten var att bestämma de elastiska parametrarna så nära mätytan som möjligt för att beakta påverkan av en eventuell störd zon.

Elasticitetsmodulen och Poissons tal bestämdes genom enaxiella tryckförsök, där proven trycktes till brott. Medelvärdet för elasticitetsmodulen var 65 GPa med en standardavvikelse på 6.3 GPa. Poissons tal bestämdes till ett medelvärde på 0.3. Resultaten bekräftar således i stort tidigare registreringar, se tabell 1.

Totalt överborrades fem mätpunkter på bergväggen, numrerade M1 - M5. Mät-punkt M1 och M2 placerades ca 1 m över botten-nivån med ungefär 100 grader mellan radievektorerna till punkterna. Mät-punkt M3 var placerad i

botten på bergrummet. Mät punkt M4 och M5 var placerad rakt över mätpunkterna M1 och M2 på bergrummets halva höjd. Hålen M1 och M4 borrades vinkelrätt mot den dominerande sprickriktningen och hålen M2 och M5 parallellt, se figur 4.

Mätförhållandena var bäst i punkten M1. I punkt M2 blev det kvar en liten klack även efter det att mätytan hade slipats jämn för givarna. Ojämnheten inom kärnans omkrets var helt enkelt för stor för att kunna slipas bort och detta kan ha påverkat resultatet. I punkt M3 i botten av bergrummet påträffades en horisontell spricka efter 70 mm borrhning. Sprickans vidd var större än 10 mm och det förmodas därför att ett närmast spänningslöst tillstånd rådde kring mätpunkten. Vid inspektion av kärnan från mätpunkt M4 konstaterades att tre av trådtöjningsgivarna korsade en mindre spricka. I mätpunkt M5 lossnade en liten skärva från mätytan i samband med borrhningen. Detta påverkade tre av givarna. Kärnan innehöll dessutom en mindre bergartsgång tvärs två av givarna.



Figur 4 Placering av hålen där spänningsmätning utfördes i bergrumsväggen

Location of the holes there the stress measurements were performed in cavern wall

Bortsett från mätningen i punkt M1 var spridningen i resultaten relativt stor. Men eftersom töjningarna var överbestämda kunde resultaten analyserades statistiskt. Med hjälp av minsta kvadrat metoden anpassades mätvärdena till

en töjningsellips som motsvarade den bästa lösningen. De på detta sett utvärderade huvudspänningarna redovisas i tabell 3.

Resultaten från mätpunkterna M1 och M5 bedöms ha bäst kvalitet. I punkterna M2 och M3 är standardavvikelsen hög vilket tyder på att mätningen har lägre kvalitet. Dragspänningen som registrerades i punkten M3 beror troligen på den öppna spricka som påträffades vid borrningen.

Tabell 3 Utvärderade tangentiella huvudspänningar i bergrumsväggen.

Mät punkt	Medelvärde σ_1 (MPa)	St avvikelse (MPa)	Vinkel α (°)	Medelvärde σ_2 (MPa)
1	20	0.1	7 ¹	7
2	26	9.0	-64 ¹	17
3	3	3.8	60 ²	-3
4	27	2.6	22 ¹	15
5	22	1.5	30 ¹	12

1 - Vinkeln är angiven från horisontal planet

2 - Vinkeln är angiven från norr

5 BAKÅTBERÄKNING AV IN-SITU SPÄNNINGAR

5.1 Spänningskoncentration orsakade av bergrummets geometri

Eftersom resultaten i botten av bergrummet inte kan anses tillförlitliga måste den tidigare uppmätta riktningen för in-situ spänningen antas vara riktig för att möjliggöra en jämförelse. Vinkeln mellan största huvudspänningen och mätpunkternas radievektorer är ca 120 grader för punkterna M1 och M4 och ca 220 grader för punkterna M2 och M5. Vi antar dessutom att det tidigare uppmätta förhållandet mellan de horisontella huvudspänningarna är korrekt och lika med 0.47. Jämförelsen av in-situ spänningen, bestämd med de två metoderna, avser alltså endast magnituden.

Spänningskoncentrationen i vertikalled i mätpunkterna har studerats i en axi-symmetrisk modell av bergrummet. Denna modell har även utnyttjats för att ta hänsyn till inverkan av ändeffekter i horisontalled i mätpunkterna M1 och M2. Dessa punkter är ju placerade nära bergrummets botten. Beräkningarna visar att de horisontella spänningarna 1 m över bergrummets bottennivå är ungefär 85% av motsvarande spänningar i ett plan på bergrummets halva höjd.

På bergrummets halva höjd, där mätpunkterna M4 och M5 är placerade, kan spänningskoncentrationen i horisontalled uppskattas med Kirsch's lösning för en cirkulär öppning i en infinit platta. De beräknade faktorerna för spänningskoncentrationen relativt σ_H och σ_v i mätpunkterna redovisas i tabell 4.

Tabell 4 Faktorer för spänningskoncentrationen med avseende på bergrummets geometri

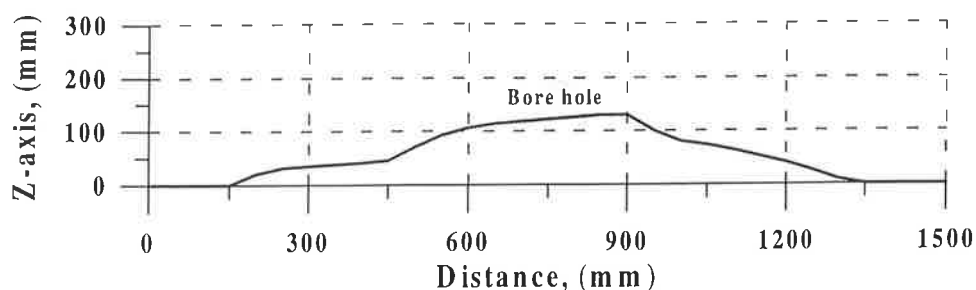
Mät punkt	Horisontalled	Vertikalled
M1	1.7	1.4
M2	1.2	1.4
M4	2.0	0.7
M5	1.4	0.8

5.2 Spänningskoncentration orsakad av bergväggens ytkontur

Vid beräkning av spänningskoncentrationen orsakad av bergrummets geometri förutsätts att väggkonturen är slät. Detta är naturligtvis inte korrekt i ett utsprängt bergrum. I bergrum B avviker den verkliga väggkonturen regelmässigt med flera decimeter från en antagen teoretisk cylinderform. Detta bör medföra lokala spänningskoncentrationer i bergrumsväggen på grund av ytkonturen. Förhållandet kan jämföras med den inverkan som erhålls på spänningarna i ett topografiskt område.

För att uppskatta hur ytkonturen inverkar på resultatet har bergytans kontur fastställts längs en horisontell och en vertikal profil genom mätpunkten. Som ett exempel visas den horisontella profilen genom mätpunkt M5, vilket är den profil som uppvisar störst ojämnheter, se figur 5. Profilerna för respektive mätpunkt har analyserats i en numerisk modell för att ta fram en faktor för den extra spänningskoncentration som orsakas av bergväggens ytkontur.

Analysen visar att det är endast för mätpunkt M5 som bergväggens ytkontur ger upphov till en ökad spänningskoncentration. De beräknade faktorerna är 1.35 i horisontalled och 1.24 i vertikalled. De andra profilerna är betydligt planare och ytkonturen motsvarar snarare en lokal minskning av spänningen vid mätpunkten. Faktorerna för dessa profiler har satts till 1, vilket motsvarar att ytkonturen inte inverkar på resultatet.



Figur 5 Bergväggs ytkontur i horisontalld vid mätpunkt M5

The surface profile in horizontal direction at point M5

5.3 Bakåtberäknade in-situ spänningar

De bakåtberäknade värdena på in-situ spänningen i Röda Sten har erhållits genom division av uppmätta horisontal- och vertikalkomposanter med faktorerna för spänningskoncentrationen. Härvid har såväl berggrummets geometri som bergväggs ytkontur beaktats. De på detta sätt approximativt bakåtberäknade värdena på in-situ spänningen redovisas i tabell 6 tillsammans med tidigare uppmätta värden med friborring av mätceller.

Av resultatet framgår det att de uppmätta spänningarna generellt sett är lägre än de bakåtberäknade. Den bakåtberäknade horisontalspänningen avviker ca 1.5 - 2 ggr från den tidigare uppmätta medan avvikelsen i vertikalld är betydligt större. Överensstämmelsen är bäst i punkten M1.

Tabell 6 Bakåtberäknade och uppmätta in-situ spänningar.

Mätpunkt	σ_{H_1} MPa	σ_{H_2} MPa	σ_v MPa
Ref	7.2	3.4	2.0
M1	11.6	5.5	5.1
M2	15.6	7.3	17.3
M4	12.7	5.9	23.8
M5	10.3	4.8	14.6

6 DISKUSSION

In-situ spänningarna i en bergmassa kan i stor utsträckning påverkas både till riktning och magnitud av sprickgeometrin (Fairhurst, 1986). Spänningsfältet i en bergmassan är egentligen inte homogent som antagits vid beräkningen. Lokala variationer i spänningens riktning och magnitud skulle kunna medföra en högre spänningskoncentration i mätpunkten än den som antagits vid beräkningen. Detta skulle till viss del kunna förklara avvikelser i horisontalled.

Men vad som gör de bakåtberäknade in-situ spänningarna tveksamma är värdet i vertikalled. I denna riktning förväntas spänningen överensstämma med lasten av ovanliggande bergmassa. Den vertikala spänningens magnitud har dessutom verifierats av försöken i bergrum A där hydraulisk uppspräckning i ett horisontellt sprickplan erhöles vid ca 2 MPa (Söder, 1994).

Det är intressant att notera att även vid de mätningar som utfördes av Olsen (1957) i en tunnelvägg registrerades en högre magnitud i vertikalled än vad som kunde förväntas. Spänningskoncentrationen i vertikalled var efter reduktion med hänsyn till tunnelns geometri fortfarande 2 till 6 ggr större än vad som motsvarade vikten av ovanliggande bergmassa.

Naturligtvis kan det inte uteslutas att avvikelser i vertikalled i punkterna M2, M4 och M5 bero på mätfel. De vanligaste felkällorna vid mätning med trådtöjningsgivare är: fel orsakade av bristfällig montering eller dåliga mätförhållanden, elektriska fel i mätsystemet, och fel orsakade av temperaturändring. Det bedöms som troligast att en möjlig felkälla ligger i den första gruppen och är orsakad av mätförhållandena.

7 SLUTSATSER

Eftersom det är svårt att beskriva förhållandena i en bergmassas korrekt är bakåtberäkning av in-situ spänningen från spänningsmätning i en bergrumsvägg osäkert. De ideala förhållanden som antas i beräkningarna gäller inte i verkligheten. Samma problem föreligger egentligen även vid beräkning av spänningarna i en bergrumsvägg från en in-situ spänningsmätning.

Jämförelse av de bakåtberäknade och uppmätta in-situ spänningarna visar att de bakåtberäknade generellt sett är högre. Avvikelsen är störst i vertikalled. Resultatet motsäger förekomsten av en störd zon kring bergrummet. Den bakom liggande orsaken till resultatet har inte kunnat klarläggas. Utförda deformationsmätningar kan möjligen sprida visst ljus på problemet.

8 REFERENSER

Bowling, A.J., 1976. Surface rock stress with a new cylindrical Jack. Soil and Rock Mechanics engineer. Hydro-Electric commission, Tasmanian.

Dahlström, L-O. & He, J., 1992 Interpretation of in-situ rock stresses at the Röda Sten Rock Laboratory. Research report RRI:2, Chalmers, Göteborg.

Dyke, C. G., Hyett, A.J., Hudson, J.A., 1987. A preliminary assessment of correct reduction of field data: Scalar, vectors and tensors. Proc. of 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech. Kobe, vol. 2, pp. 1085-1096.

Ek, M. & Nilsson, C-J., 1996. Bestämning av tangential spänningar i bergrumsvägg. Examensarbete 1996:5, Chalmers, Göteborg.

Fairhurst, C., 1986. In-situ stress determination - an appraisal of its significance in rock mechanics. Proc. Of the Int. Symp. on Rock Stress and Rock Measurements, Stockholm.

He, J., 1992. Rock engineering evaluation of the site conditions at Röda Sten Rock Laboratory. Research report RRI:1, Chalmers, Göteborg.

Kim, K., & Franklin, J.A., 1987. ISRM Commission on testing methods, Suggested methods for rock stress determination, Int. J. Rock Mech. Min. Sc., vol. 24, No. 1, pp 53-73.

Olsen, O.J., 1957. Measurement of residual stress by the strain relief method. Quarterly Colorado School of Mines, vol. 52, pp. 183-204.

Söder, C-O., 1994. Water curtains in gas storage - an experimental study. Ph.D. thesis, Chalmers, Göteborg.

SUMMARY

Chalmers University of Technology operates a field rock laboratory called Röda Sten. The research in the laboratory has since the start 1988 been concentrated on storage of natural gas in unlined rock caverns. The facility consists of two rock caverns, A and B, in which two concepts have been studied: compressed gas storage and refrigerated gas storage.

A new refrigeration test was started in April 1995 and terminated in June 1996. During the test the deformation was recorded over several fractures on the rock wall. The deformation normal to a fracture plane is dependent on the tangential stresses in the wall. The fracture is closed as long as a normal stress acts across the fracture. The refrigeration test can be regarded as a type of stress measurement in a big scale. It is therefore interesting to compare the results of these tests with another type of stress measurement.

Before the caverns were constructed, the in-situ stresses were determined by overcoring of several stress cells in the cavern location. The stress distribution around the cavern was calculated by analytical and numerical models. However, since it is difficult to describe the rock mass properties correctly, there is reason to expect that the actual stresses in the rock wall should diverge from the calculated. For this reason it was decided to perform stress measurements directly on the cavern rock wall.

Determination of the tangential stresses in the rock wall was done as a master thesis work during 1996 (Ek & Nilsson, 1996). Using back calculation, the in-situ rock stresses were predicted from the stress measurements in the rock wall.

Comparison of the back calculated and the actually measured in-situ stresses shows that the back calculated in general were higher. The difference was found to be greatest in the vertical direction. Accounting for a disturbed zone around the rock cavern, the results are contrary to what would be expected.

Høye, dagnære bergspenninger i marmorbrudd i Nord-Norge

High, near surface horizontal rock stresses in a marble quarry, Northern Norway

Lisbeth Alnæs, Stein Erik Hansen, SINTEF, Trondheim

Arne Myrvang, NTNU, Trondheim

Summary

At a marble quarry in Fauske, Northern Norway, big problems have been encountered with diamond wire saws getting pinched or stuck during operation. Inspection revealed considerable spalling in the quarry walls and at the exposed rock face, indicating high horizontal stresses.

In-situ rock stress measurements showed a maximum horizontal stress of 15 MPa only 5 m below the surface. Results from numerical modelling showed that the measured stress pattern gives very high stress concentrations in parts of the quarry. This harmonize very well with the observed spalling phenomena. The stress concentration give large deformations, explaining the pinching and destruction of the diamond wire observed. Associated rock fracturing during wire sawing results in waste generation and loss of valuable raw blocks. The model shows that the practical problems can easily be solved by a simple destressing procedure using slot drilling.

The high horizontal stress pattern seem to be regional. During TBM boring and also drill and blast tunnelling in the same area, considerable spalling problems in the roof and floor of the tunnels have occurred at depth less than 50 meters. In-situ stress measurements revealed horizontal stresses up to 30 MPa.

This paper presents how in situ rock stress measurements and simple modelling have been applied in practical problems connected to ornamental marble production.

1. INNLEDNING

Brytning av naturstein representerer en spesiell utfordring i forhold til andre brytnings- og sprengningsaktiviteter, spesielt fordi hovedformålet med utvinningen er å oppnå så store steinblokker som mulig, uten at de inneholder riss eller andre svakheter. Dette nødvendiggjør at bruddutforming, brytningsteknikker og prosedyrer for selve blokkuttaket er skreddersydd for hver enkelt bergarts- og forekomsttype. For å lykkes med dette kreves igjen inngående kunnskaper om såvel geologiske som bergmekaniske forhold.

Med nevnte målsetting vil et blokkuttak nødvendigvis generere usalgbart berg (skrot). Skrotandelen styres blant annet av forhold som oppsprekking/tektonikk, bergarts- og kvalitetsvariasjoner innen forekomsten, uttaksmetode og krav til blokkvalitet. Høye, dagnære spenninger i et uttaksområde kan føre til ekstra store skrotmengder samtidig som det oppstår tekniske problemer ved selve uttaket.

I forbindelse med uttak av marmorblokk i et dagbrudd i Fauske, Nord-Norge, har det ved etablering av åpningsstøff oppstått betydelige problemer med fastklemming av diamantwire og korresponderende riss-/sprekkdannelser ved utsaging av blokkene med diamantwiresag. Dette har, foruten å vanskeliggjøre sagingen, også gitt tap av blokker på grunn av oppsprekking. Ved feltbefaringen ble registrert tydelig avskalling ("spalling") på overflater i bruddet, noe som kunne tyde på høye, horisontale spenninger. Denne artikkelen presenterer hvilke bergmekaniske undersøkelser som ble gjennomført for å finne frem til tiltak for å redusere problemene i bruddet forårsaket av høye bergspenninger.

2. GEOLOGISK OG -BERGMEKANISK OVERSIKT

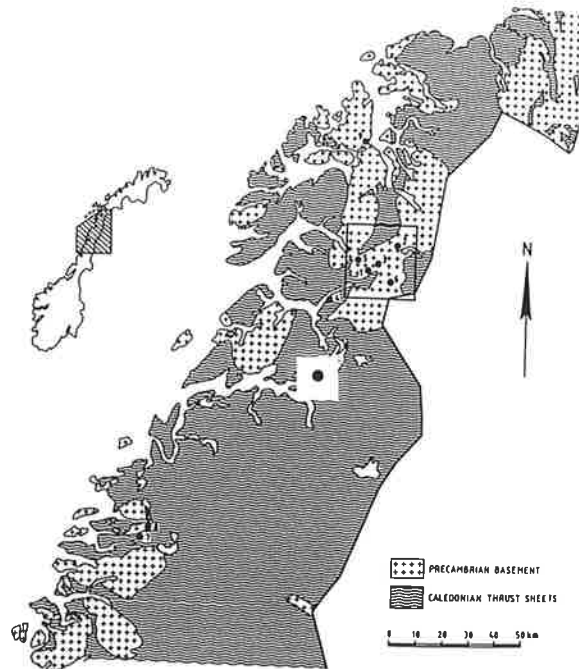
Marmorbruddet som omhandles i foreliggende artikkel ligger i Fauske kommune, Nordland (figur 1). Bergarten som tas ut er en rosa breksjemarmor, som sammen med andre dolomitt- og kalkspatmarmorvarianter, kvartsitt og glimmerskifer danner en flere hundre meter mektig kambrosilursk lagpakke. Bergartene i dette området av den Kaledonske fjellkjeden stryker i retning NØ-SV og har relativt slakt fall mot VNV. I og omkring marmorbruddet varierer fallet noe, fra omkring 10° til 35° mot SØ. I tillegg til de kambrosilurske bergartene er området regionalt sett dominert av prekambriske grunnfjellsvinduer (figur 1). De prekambriske vinduene i Nordland, fra Svartisen - Glomfjordvindue i sør, til Rombakvinduet i nord, er alle karakterisert ved utpreget eksfoliasjon, noe som er en tydelig indikator på "høyspente" områder (Hanssen, Myrvang 1986). De horisontale spenningene er orientert nær nord-syd og øst-vest i Tysfjord-området (figur 2), og dette faller sammen med målinger som er foretatt i umiddelbar nærhet til Rombakvinduet (Myrvang, 1979, 1980) og i Vietasområdet (Martna, Hansen, 1986). Målingene i Rombakområdet nær den tektoniske grensen mellom grunnfjell og kaledonske skyvedekker er påvirket av denne.

2.1 Tegn på høye, horisontalspenninger i marmorbruddet

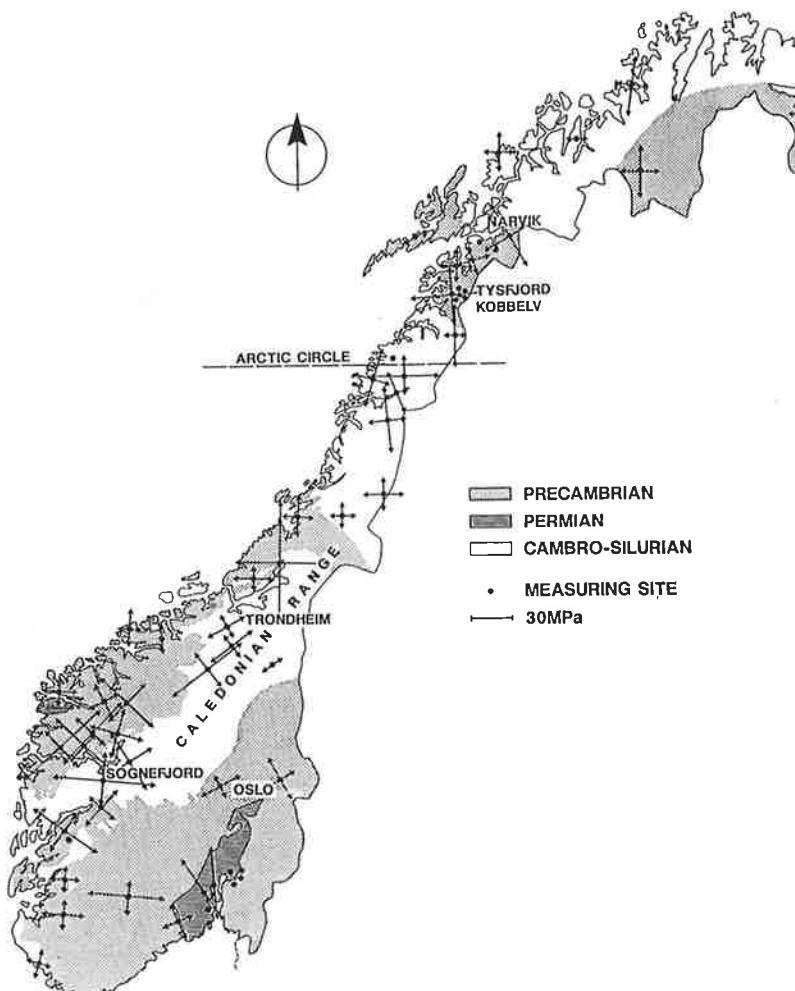
Problemene ved uttak av marmorblokk har først og fremst vært konsentrert til åpningsstøffen lengst vest i bruddet, og da knyttet til følgende hovedpunkter:

Spesielt saging av vertikalsnitt på tvers av størket har gitt press på og tildels fastkiling av diamantwire. I bruddets åpningsfase ble det forsøkt å sage hele snittet i én omgang, men etterhvert ble prosedyren endret til å sage i flere omganger, med 2-3 sageoperasjoner pr. side, dvs. omkring 3-4 m² pr. sagsnitt. Dette hjalp noe, men var naturlig nok både tidkrevende og lite hensiktsmessig.

Under sagingen oppsto store problemer med generering av riss. Rissene fulgte dels selve sagesporene, men ble først og fremst utviklet parallelt sagesnittene, gjerne med flere parallelle sprekker i en sone på omkring 10-50 cm - og stedvis lengre - inn fra bruddveggen. Slike riss ble også generert i vertikalsnitt ved uttak av skiver i strøketningen. Selv borhullene for treing av wire har vist tegn til flatklemming, og mellomliggende lag med glimmerskifer har stedvis løftet eller buet seg noe opp.



Figur 1 Lokalisering av undersøkt marmorbrudd (•). Tall refererer til målesteder for tidligere gjennomførte in situ bergsmepningsmålinger (Hanssen, Myrvang, 1986).



Figur 2 Bergmekanisk oversiktskart over Norge. Piler angir størrelse og retning på største og minste, horisontale bergspenning. Kartref.: Hansen, Hanssen, Myrvang (1982).

3. UNDERSØKELSER

3.1 Bergmekaniske undersøkelser

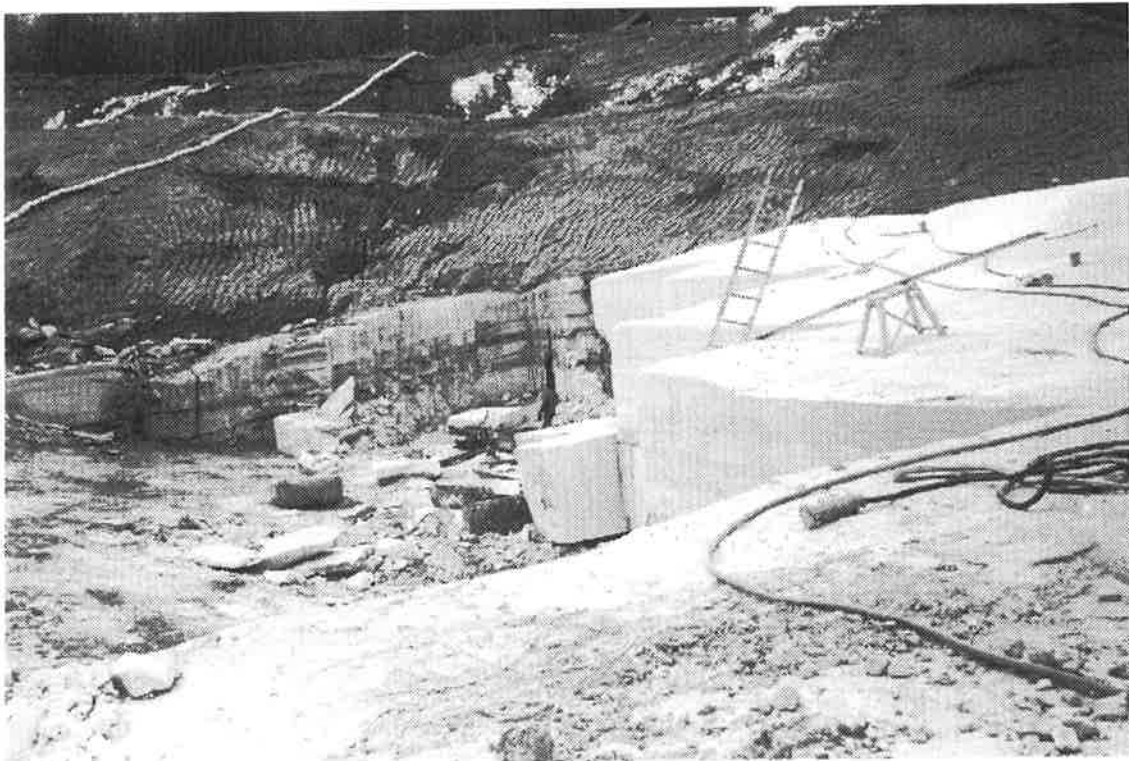
For å kartlegge bergspenningsforholdene *in situ* ble det boret et nær horisontalt målehull i vestenden av bruddområdet. Bruddet hadde ved gjennomføring av målingene seks vegger, hver med bredde omkring 6 m og med ca. 3 m avstand fra hverandre (figur 3).

Målehullet ble plassert omlag 1 m over sålen, i et omkring 1 m mektig lag av en rosa marmorvariant (figur 4). Over og under dette marmorlaget forekom tynne lag med glimmerskifer. Disse vekslingene mellom marmor og glimmerskifer er karakteristisk for hele marmorsonen. Målehullet ble boret med stigning 18° og retning 320° .

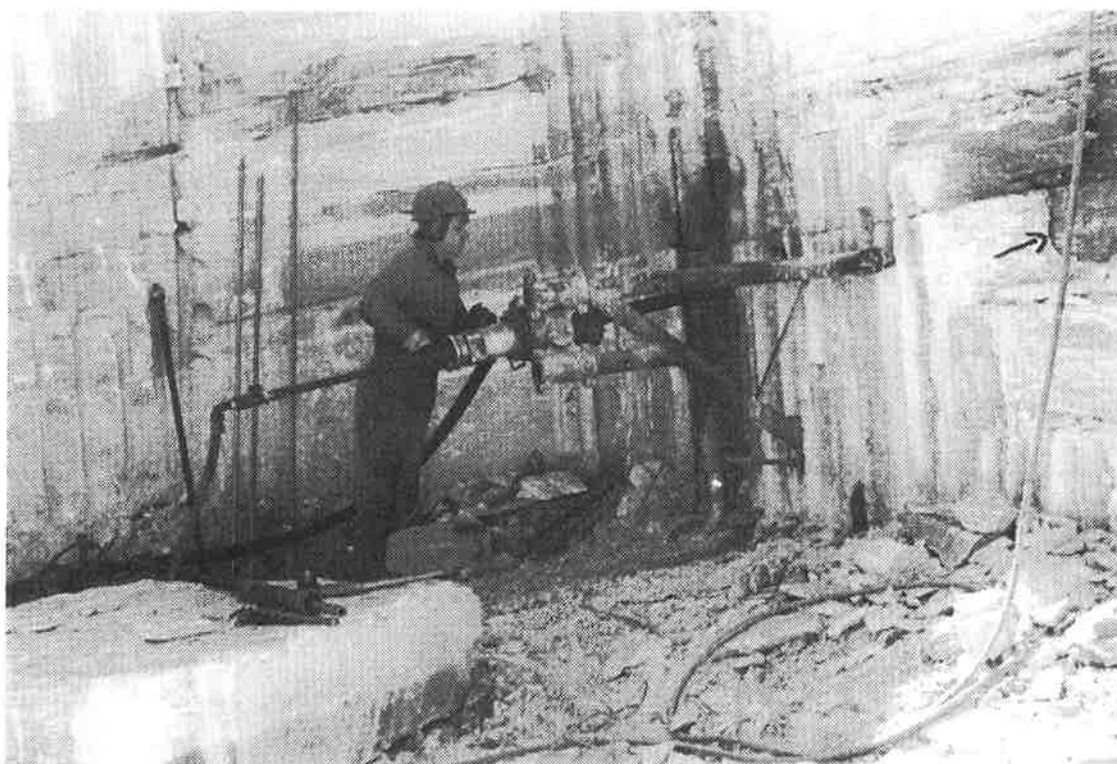
I borhullet ble spenningene målt fra overflaten og ca. 10 m innover, ved bruk av både 2D (doorstoppere) og 3D overcoring-teknikk (figur 5). Totalt sett må måleforholdene karakteriseres som vanskelige, med relativt klar tendens til "core discing" (figur 6). Kjernematerialet var imidlertid tilstrekkelig for måling av marmorens bergmekaniske egenskaper.

3.2 Modellering

For å kunne bestemme hvordan spenningene fordeler seg / oppkonsentreres langs brytningsfronten ble foretatt en enkel, numerisk modellering basert på de målte spenningene og mekaniske egenskaper for marmoren.



Figur 3 Oversiktsbilde over undersøkt marmorbrudd, Nord-Norge.



Figur 4 Lokalisering av målehullet for 2D/3D-målinger i marmorbruddet, Nord-Norge.

4. RESULTATER

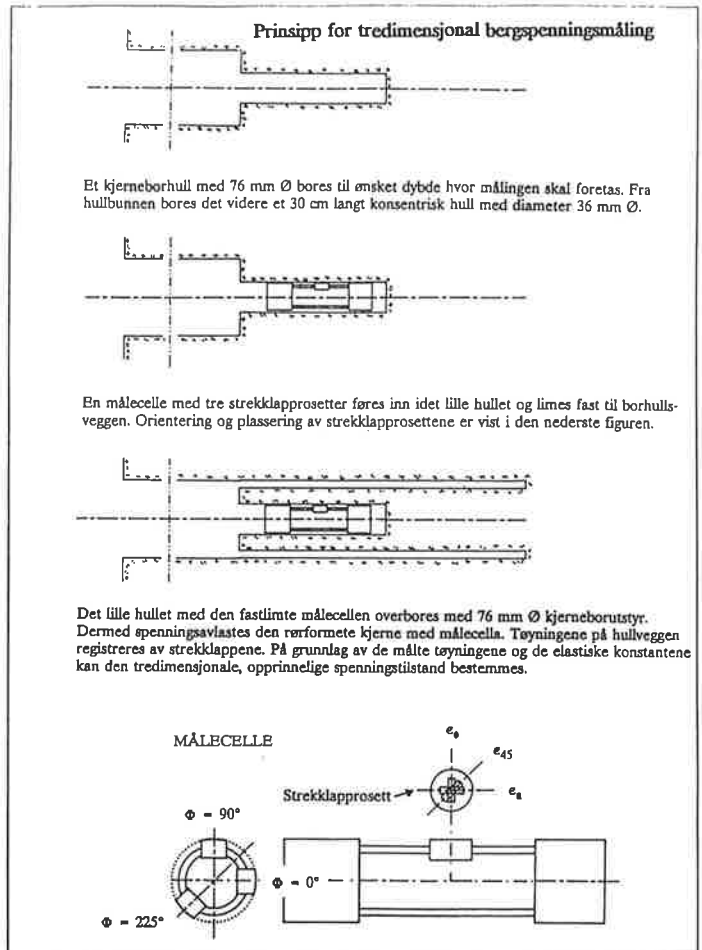
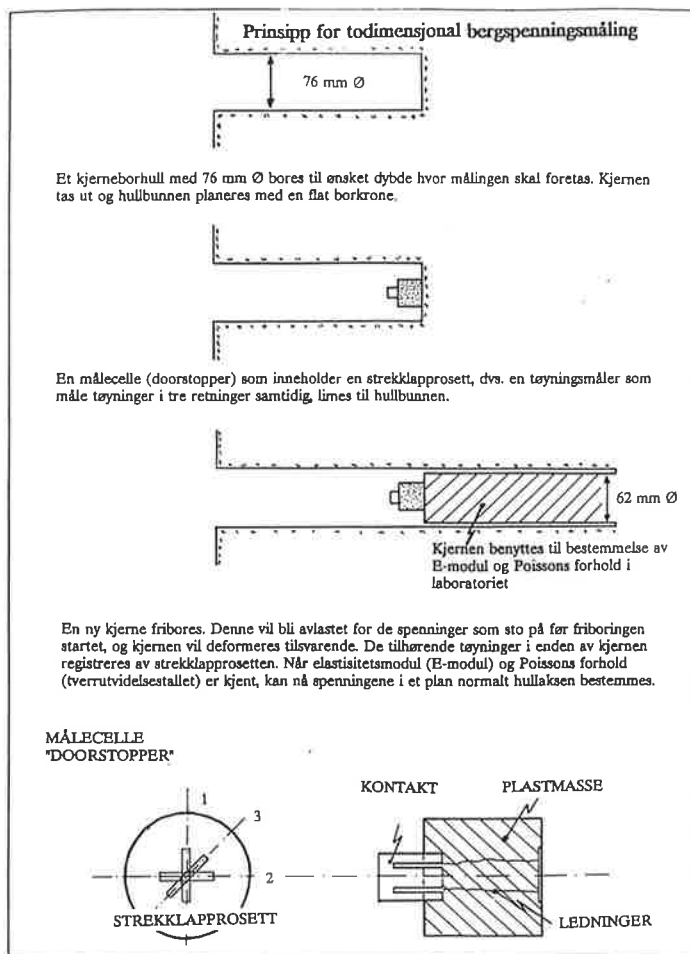
4.1 Bergartens mekaniske egenskaper

På de utborete kjernene fra målehullet ble bergartens mekaniske egenskaper bestemt (tabell 1). Marmoren kjennetegnes ved karakteristiske variasjoner i mineralogi og struktur/tekstur, og dette gir naturlig nok også variasjoner i de mekaniske egenskapene.

Tabell 1 Mekaniske egenskaper til marmor.

Prøve	E-modul (GPa)	Poissons forhold	Trykk- fasthet (MPa)	Brudd- vinkel (°)	Strek- fasthet (MPa)	Lyd- hastighet (m/s)	Romvekt (kg/m ³)
Målehull	28,7	0,260	58	11	4,7	3932	2776
Blokk 1 ¹⁾	32,9	0,266	72	17	-	4493	2817
Blokk 2 ¹⁾	58,5	0,288	86	16	-	5568	2770
Gj.snitt Marmor	39,3	0,270	71	14		4619	2787

¹⁾ Gjennomsnittsverdier for kjerneprøver boret ut fra to separate marmorblokker.



Figur 5 Skisser som viser teknikken ved 2D- og 3D in situ bergspenningsmålinger.



Figur 6 Karakteristisk utseende til kjernematerialet oppnådd ved boring. Klar tendens til oppsplitting av marmoren i skiver.

4.2 Spanningsmålinger

Største og mellomste hovedspenning er tilnærmet flattliggende og har størrelse mellom 11 MPa og 16 MPa, noe som viser at det opptrer en betydelig horisontalspenningskomponent som langt overskrider den teoretiske. Fra tidligere bergspenningsmålinger i nærliggende områder (Tysfjord og Kobbelvområdet) er det som tidligere nevnt registrert at det regionalt opptrer meget høye horisontalspenninger, og at spenningsretningene i disse regionene sammenfaller med de retningene som ble målt i marmorbruddet (figur 7). Største hovedspenning har retning omtrent SØ-NV og mellomste hovedspenning har retning NØ-SV, dvs. at spenningsretningene ligger omtrent henholdsvis på tvers av og parallelt med dalsiden. Dette betyr at de regionale horisontalspenningene oppkonsentreres i dalbunnen. Marmorbruddet ligger sannsynligvis akkurat i den høyden hvor oppkonsentrering av spenningene under dalbunnen skjer. I Kobbelvområdet er det for øvrig mange gode eksempler på at det opptrer store regionale horisontalspenninger, også i dagnære områder. Dette kan observeres ved at det skjer avskallinger (bergslag/sprak) helt på overflaten av bart fjell, og det har vært betydelig bergslagsytringer i tunneler som er drevet i dette området. Bergslagsproblemer har ofte vært observert helt ut i dagåpningene på tunnelene, hvor overdekningen er svært liten. I vegskjæringer og andre fjellskjæringer kan det også observeres en utpreget eksfoliasjon i hele Kobbelv/Tysfjordområdet. Dette kommer til uttrykk ved at det går overflateparallele sprekker fra 1- 1,5 m under overflaten, og disse sprekkene går helt uavhengig av bergartsfoliasjonen.

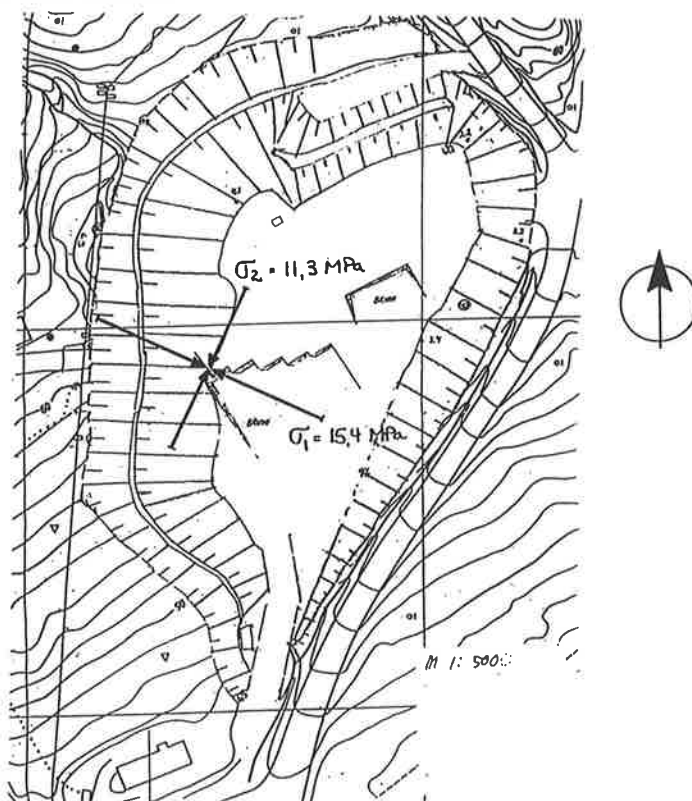
Vertikalspenningen er målt til $\sigma_v = \text{ca. } 7 \text{ MPa}$, mens teoretisk verdi på grunn av vertikal overdekning bare er $\sigma_{v \text{ teor. }} = 0,1 \text{ MPa}$. Dette viser at den målte vertikalspenningen er betydelig høyere enn det som overdekningen på selve målestedet skulle tilsi. Marmorbruddet ligger imidlertid helt i foten av en dalside som stiger opp mot et omlag 500 m høyt fjell rett bak bruddet. Det vil derfor være naturlig at dalsiden vil påvirke målestedet i noen grad, og dermed forstyrre måleresultatene for den vertikale spenningskomponenten. Dette fenomenet er observert i andre målelokaliteter hvor målestedet er påvirket av "dalsidespenninger" på grunn av topografien. Ut fra retningen på minste hovedspenning kan det også tyde på at det er dalsiden som har innflytelse på måleresultatene.

4.3 Modellering

For vurdering av innspenningsforhold i og foran pallfronten ble det gjennomført en numerisk modellering ved bruk av et todimensjonalt grenseelementprogram (BESOL/MINAP-94).

For geometrien i modellene er det tatt utgangspunkt i plankartet for bruddet, og de målte bergspenningene samt laboratorieparametere er benyttet som inngangsdata for modelleringen. Hovedmålet med modelleringen er å bestemme hvordan spenningsforholdene endrer seg under ulike brytningsgeometrier og rekkefølge. Resultatene fra spenningsmålingene viser at det opptrer store horisontalspenninger i bruddet. Største og mellomste hovedspenning står med omlag 45° vinkel i forhold til

den etablerte driveretningen. En slik retning på spenningsfeltet vil gjøre at det oppstår spenningskonsentrasjoner i hjørnene av bruddet, og det er mest sannsynlig at det er disse høye horisontale bergspenningene som har gitt problemene med klemming av wire i forbindelse med saging i oppstartfasen av en ny pall. Så snart første pall er åpnet, avtar problemene med sagingen, og dermed også avskalling i pallfrontene i bruddet. Dette betyr i praksis at spenningsfeltet avlastes ved at en ny pall drives inn i fronten, og det er sannsynligvis hovedårsaken til at det observeres atskillig mindre problemer på pallene som kommer etter.

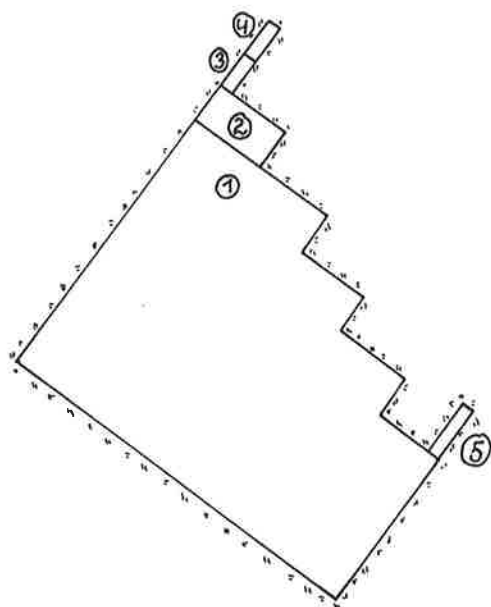


Figur 7 Kartutsnitt med inntegnet retning for største og mellomste hovedspenning. Marmorbrudd, Nord-Norge.

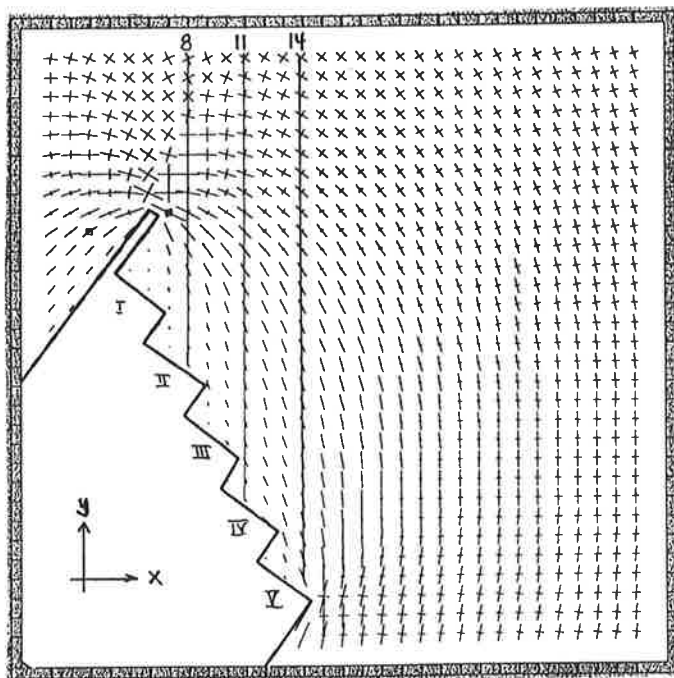
4.2.1 Modell 1

Ved modelleringen ble det benyttet en pallstørrelse på 3 x 6 m (bredde x lengde). Modellen ble anlagt som et horisontalsnitt av bruddet, og simuleringene ble kjørt i 4 trinn. Trinn 1 har 3 paller med 6 m lengde, samt 1 pall med 12 m lengde. Trinn 2 har 5 paller med 6 m lengde, mens trinn 3 og 4 har henholdsvis en 3 m og 6 m dyp "sliss" i NV- hjørne av bruddet. Til slutt er det gjennomført en 7 m dyp sliss i NØ- hjørne av bruddet (trinn 5), for å studere om dette har en avlastende effekt på pallene. Situasjonen er skissert i figur 8. På modellen virker største hovedspenning, σ_1 , i modellens y-retning, og mellomste hovedspenning, σ_2 , i modellens x-retning.

Et typisk spenningsplott fra modellen er vist i figur 9, som viser bruddet og pallfronten i trinn 4. Selve bruddet er utformet som en åpning i bergmassen og består av grenseelementer BE (Boundary Elements) som avgrenser bruddkanten. Spenningene i bergmassen omkring bruddet beskrives med spenningstensorer i feltpunktene. Spenningene beregnet i modellen kommer til uttrykk som kryss som viser spenningenes størrelse og retning.



Figur 8 Modell 1, anlagt som et horisontalsnitt av eksisterende brudd. tallene 1-5 refererer til de enkelte simuleringstrinnene som er vurdert.

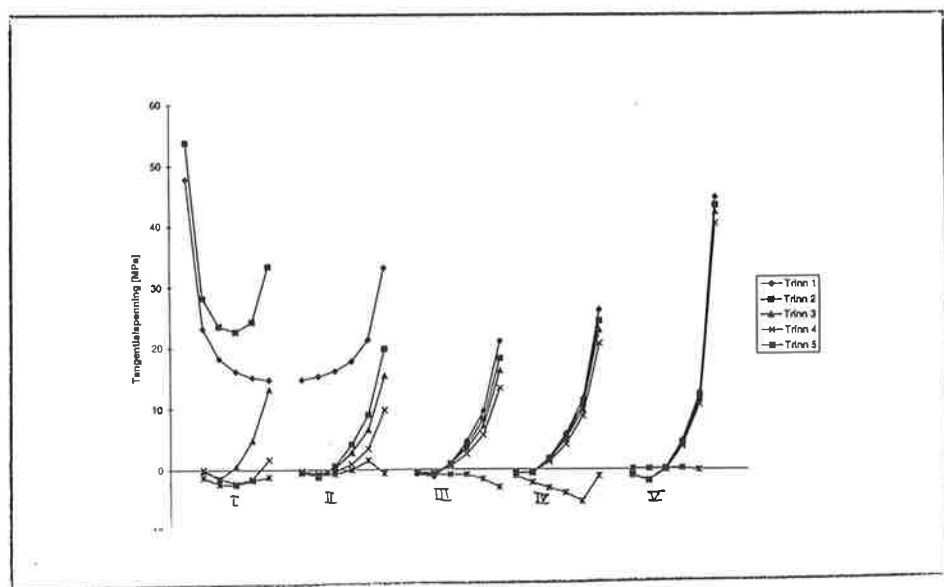


Figur 9 Typisk spenningsplott for modell 1. Snitt 8,11 og 14 er valgt ut for sammenlikning av spenningsnivået i x-retning.

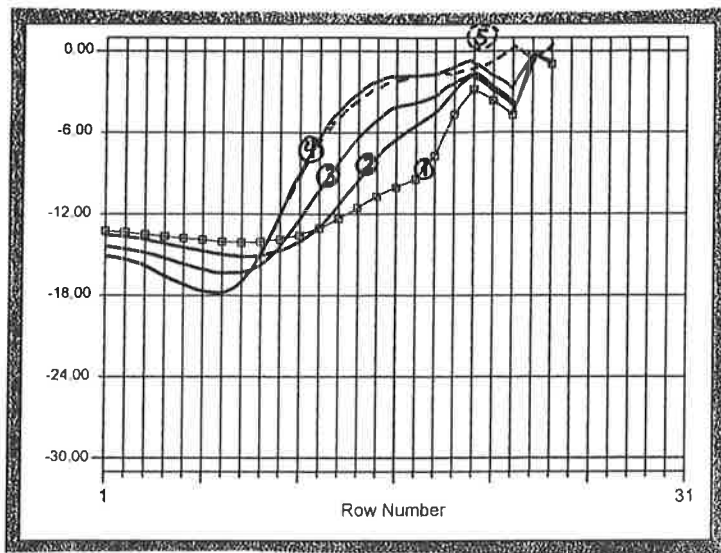
Simuleringene viser at det oppstår en oppkonsentrering av spenningene i ytterhjørnene av bruddet. På grunn av de skarpe hjørnene i bruddet vil det praksis oppstå ekstra stor spenningskonsentrasjon her. Dette er også noe som også kan observeres i modellen. Spenningsoppkonsentrering i pallfronten kommer også til uttrykk i tangentialspenningene som beregnes på grenseelementene (dvs. bruddets randelementer).

Tangentialspenningene på pallfronten er vist i figur 10. Her kan det også observeres at de høyeste tangentialspenningene finnes i ytterkant av bruddet. Figuren viser spenningsfordelingen over de 1 m lange randelementene, og det kan sees at spenningsnivået er høyest i den østlige delen av hver pall. Dette virker også naturlig, fordi dette hjørnet har innspenning mot begge sider. Derimot er spenningene svært lave på det vestligste hjørnet som er frilagt på 2 sider, og her viser også figur 11 at det er lave spenninger. Tangentialspenningene viser også at endringene er størst for trinn 2 og 3, spesielt i den vestlige delen av bruddet. Her går tangentialspenningene ned til omtrent null når pall og sliss tas ut. Derimot har trinn 2 til 4 liten innvirkning på det NØ-lige hjørnet av bruddet, og her holder spenningsnivået seg høyt for alle trinn. Unntaket her er trinn 5 hvor pallen avlastes med sliss, og innspenningen avtar helt.

I tillegg til spenningene i selve pallfronten, vil også spenningene innover i stoffen ha betydning. For å studere hvilken innvirkning de forskjellige modelleringstrinn har i selve pallene ble det gjennomført en sammenstilling av spenningene i feltpunktene. Figur 11 viser en oversikt over de feltpunkter som er valgt, det er av interesse å se på spenningene i x-retning i kolonne 8, 11 og 14, hvor kolonne 11 ligger sentralt i bruddet. Som eksempel viser figur 13 spenningsnivået som funksjon av radnummer i kolonne 11. De horisontale spenningene flyttes vekk fra pallfronten (rad 23) etter hvert som pall og sliss drives inn i NV-lige hjørne (trinn 1-4). Samtidig øker også spenningsnivået noe i den øverste delen av modellen (trykkspenninger angis med negativt fortegn i figuren). Dette indikerer at ved å avlaste spenningene ved hjelp av slisser i siden av bruddet, flyttes "spenningsvollen" foran brytningsfronten, og det er teoretisk mulig å drive i avlastede paller.



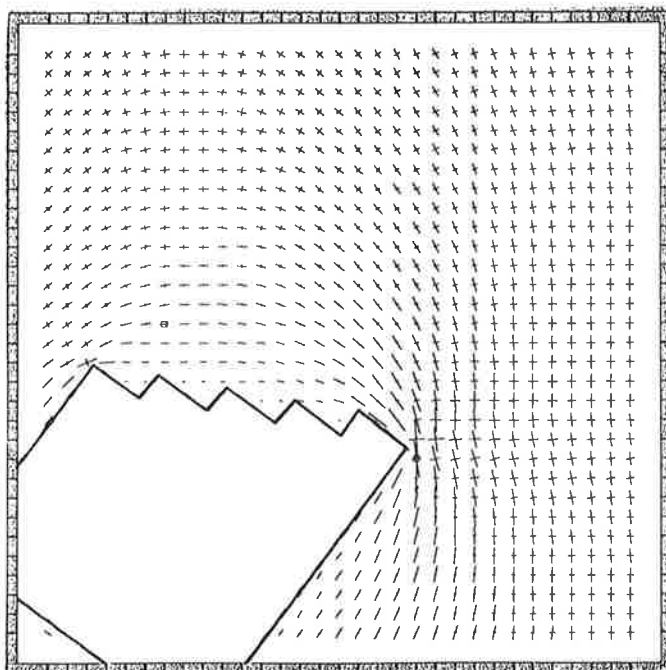
Figur 10 Tangentialspenningene på pallfronten i modell 1.



Figur 11 Spenningsnivået som funksjon av radnummer i kolonne 11, (se tidligere), modell I.

4.2.2 Modell 2

Det er gjennomført en enkel modell med en omvendt brytingsrekkefølge av det som drives i dag. Resultatplott er vist i figur 12, som viser at spenningskonsentrasjonen i hjørnene av bruddet blir omtrent like høy som i modell 1. I dette tilfellet kan det også observeres at retningen på spenningstensorene følger parallelt med pallkanten på den NØ-lige pallen. Dette vil uten tvil være uheldig, men spenningene kan også her flyttes inn i bergmassen med en sliss langs pallveggen. Effekten blir omtrent den samme som for modell 1.



Figur 12 Typisk spenningsplott for modell 2.

4.3 Modellering - diskusjon

I modellene kan de observerte problemene i bruddet verifiseres. Modellene viser at det oppstår spenningskonsentrasjoner i hjørnene av bruddet, og det er også her at de største brytningstekniske problemene oppstår. Ut fra modellene ser det ut til å være mulig å gjennomføre tiltak for å redusere innspenningen i pallene. Nå må det imidlertid bemerkes at anvendt modell er todimensjonal, og ikke tar hensyn til de spenningene som passerer under bruddet. Dette gjør at effekten av tiltak som gjøres i modellen sannsynligvis blir lavere hvis dette gjennomføres i praksis. Resultatene fra modellberegningene må vurderes både kvalitativt og ikke minst kvantitativt. Modellene må betraktes som et redskap for å lokalisere problemområder og for å gi en pekepinn på hvordan ulike tiltak vil påvirke brytningen i praksis.

Det kan slås fast at den brytningsrekkefølgen som benyttes i dag forstøtt kan beholdes. Ut fra bruddets geometri synes det vanskelig å endre på dette. Imidlertid kan det gjennomføres tiltak for å åpne en sliss langs NV-lige kant av bruddet. Hovedhensikten med denne slissen vil være å bryte innspenningen tvers på brytningsretningen. En sliss vil tvinge spenningene til å gå foran pallfronten, og gjøre at innspenningen i sideretning blir redusert. På grunn av at de store spenningene også ledes under bunnen av bruddet, så er det vanskelig ut fra denne modellen å forutsi den totale effekten.

5. SAMMENDRAG

Ut fra de undersøkelser som er utført, kan følgende hovedkonklusjoner trekkes:

Tegn på eksfoliasjon, avflakinger og sprekkdannelser forekommer flere steder i marmorbruddet, både i avdekket del over eksisterende brudd og langs brytningsfronten.

Det opptrer svært høye, dagnære horisontale bergspenninger i retning NØ-SV og SØ-NV, med største og mellomste horisontalspenning på henholdsvis 15 MPa og 10 MPa. Dette viser at det opptrer en betydelig horisontalspenningskomponent som vurderes å være tektonisk betinget. Målingene bekrefter således at rissdannelsene i bruddveggene er knyttet til spenningsutløsninger. På grunn av spenningenes retning, oppstår det spenningskonsentrering i hjørnene av bruddet, spesielt i det vestligste hjørnet.

Vertikalspenningen er målt til i underkant av 7 MPa, mens teoretisk verdi på grunn av vertikal overdekning bare er 0,14 MPa. Dette viser at den målte vertikalspenningen er betydelig høyere enn det overdekningen på selve målestedet kunne tilsi. Dette tolkes å ha sammenheng med at marmorbruddet ligger i foten av et omkring 500 m høyt fjell (dalsidespenninger).

Ut fra modelleringen som er gjennomført ble det foreslått å beholde samme brytningsrekkefølge som i dag. Dette ses både på bakgrunn av spenningsforholdene, bruddets geometri pr. i dag og behovet for blokkuttak som gir ønskete snittretninger i forhold til marmorbenkenes oppbygning.

Det ble anbefalt å gjennomføre tiltak for å åpne en sliss langs NV-lige kant av bruddet. Slissen vil tvinge spenningene til å gå foran pallfronten, og gjøre at innspenningen i sideretningen blir redusert.

I Norge og Norden forøvrig skjer uttak av naturstein nesten utelukkende i dagbrudd. Selv om dette er vanligst også internasjonalt, kan det nevnes at i Carrara-distriktet, Italia, foregår ca. 20 % av dagens marmoruttak under jord. Uavhengig av om et uttak av naturstein foregår i dagen eller under jord, er det av betydning at blokkuttaket skjer i samsvar med de bergmekaniske forholdene på stedet.

I et dagbrudd kan bergmekaniske undersøkelser være et nyttig verktøy for å komme frem til gunstig bruddutforming i forhold til den eksisterende spenningstilstanden, og på denne måten også bidra til en optimal ressursutnyttelse.

I et brudd under jord vil horisontale bergspenninger kunne ha en positiv effekt på stabiliteten av rommene som etableres, og ved hjelp av bergspenningsmålinger og numerisk modellering kan dimensjoner på rom og pilarer beregnes.

6 REFERANSER

- Hanssen, T.H. og Myrvang, A. (1986): Hvor spraker det ?. Regional kartlegging av spenningsforholdene i Norge. I: Heltzen, et. al.: *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1986*, 29.1-29.10.
- Martna, J. og Hansen, L. (1986): Initial Rock Stresses Around the Vietas Headrace Tunnels nos.2 and 3, Sweden. In: Stephansson O. (ed): *Proceedings of Rock stresses and rock stress measurements, Luleå*, CENTEK Publishers, 605-613.
- Myrvang, A. (1979, 1980): Upubliserte rapporter over resultat fra bergspenningsmålinger ved Sildvikanlegget.
- Hansen, S.E., Hanssen, T.H., Myrvang, A. (1992): Kartlegging av spenningsforhold i den norske berggrunnen. NTN-prosjekt BA 5002.18430.

BESTÄMNING AV BERGPARAMETRAR NED TILL 1340 M DJUP I BORRHÅL KLX02 I LAXEMAR

Determination of hydromechanical parameters down to 1340 m depth in borehole KLX02 in Laxemar, Sweden.

Daniel Ekman, Avd. för Teknisk Geologi, KTH, Stockholm

Jonny Rutqvist, Earth Sciences Division,

Lawrence Berkeley National Laboratory, Berkeley California

Christer Ljunggren, Vattenfall Hydropower, Luleå

INLEDNING

Spänningsfältet är en viktig faktor vid design, stabilitets- och funktionsanalys av undermarkskonstruktioner. Dess betydelse tilltar med djupet eftersom spänningar allmänt ökar med djupet på grund av tyngden av ovanliggande bergmassor. Vid kärnavfallslagring i berggrunden är det viktigt att ha en god bild av spänningsfältet. Det är även viktigt att förstå spänningarnas härkomst för att kunna bedöma hur de kommer att förändras i framtiden, vid till exempel nästa istid.

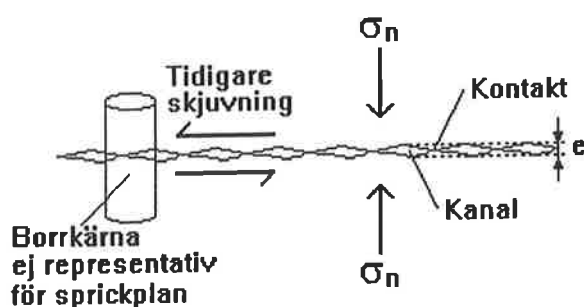
Spänningarna har också en stor betydelse för grundvattenflödet i bergmassan. Generellt minskar bergmassans hydrauliska konduktivitet med djupet som en följd av att ökade spänningar pressar samman öppna sprickor. Sprickor och krosszoner utgör de dominerande flödesvägarna för grundvattnet och därmed också för föroreningar i grundvattnet, vilket har betydelse för säkerheten av ett kärnavfallslager. Flödet (Q) längs en spricka är i allmänhet proportionellt mot kubiken på sprickvidden (e) (Fig. 1), dvs:

$$Q \propto e^3 \quad (1)$$

Detta innebär att grundvattenflödet är känsligt för förändringar av spricköppning. Spänningen normalt sprickan är viktig eftersom en hög spänning tenderar att pressa samman sprickan och därmed minska dess förmåga att leda vatten. En konsekvens av ekvation (1) är att grundvattenflödet domineras av de mest öppna sprickorna i bergmassan. Man kan till exempel beräkna att en spricka med en öppning på 1 mm kan leda lika mycket vatten som 1000 sprickor med vidden 0.1 mm. Det innebär också att största delen av grundvattenflödet sker genom de mest öppna delarna av sprickplanet, dvs grundvattnet tenderar att flöda genom kanaler.

Trots höga spänningar kan man ofta finna relativt rikligt vattenförande sprickor på stora djup. Det är troligt att sådana sprickor står öppna på grund av tidigare förskjutningar. Vid skjuvförskjutningar kan kanaler bildas genom att två vågformade sprickplan inte passar ihop perfekt (Fig. 1). Sådana sprickor är svåra att testa i laboratorium, eftersom en liten borrkärna inte är representativ för ett helt sprickplans egenskaper i fält. Det är därför önskvärt att testa sådana sprickor under *in-situ* förhållanden.

Denna artikel beskriver metodutvecklingen för bestämning av spänningar samt vattenförande sprickors hydromekaniska egenskaper i djupa borrhål. Hydrauliska fälttester med varierande borrhålstryck modelleras med en finita element modell för att bestämma de hydromekaniska egenskaperna hos bergssprickor. Studier av hydrauliskt spräckta sprickor syftar till att förbättra tolkningen av hydrauliska spänningsdata för bestämning av spänningsfältet. Förutom injektionstester utfördes spänningsmätningar ned till ett djup av 1342 m.



Figur 1 Vågformad skjuvad sprick med kanaler.
Waveshaped sheared fracture with channels.

BESKRIVNING AV BORRHÅL KLX02

Det djupa kärnborrade borrhålet KLX02, beläget nära Oskarshamns kärnkraftverk vid Simpevarp ca 350 km söder om Stockholm, borrhades 1992 och är med 1700.5 m borrhållängd det djupaste borrhålet som utförts inom det forsknings- och utvecklingsprogram som Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) bedriver. Borrhålet är beläget i Laxemarområdet, som utgör en del av det geovetenskapliga undersökningsområde som SKB har i anslutning till Äspölaboratoriet.

Eftersom borrhålet är ansatt 85° mot horisontalplanet är vertikaldjupet nästan lika stort som borrhållängden. KLX02 är därmed det djupaste kärnborrade borrhålet i kristallint berg i Skandinavien. KLX02 förborrhades till 200 m djup i två steg med hammarbörningsteknik, först i dimension 165 mm, varefter borrhålet upprymdes till 215 mm. Efter avslutad hammarbörning installerades ett dubbelstödjande foderrör med en innerdiameter av 76 mm. Därefter utfördes kärnbörning till fullt djup. Ansatt lutning på borrhålet är 85° och avvikelsen uppgår uppskattningsvis till ±1° (Andersson, 1994). Foderrörets nivå har uppmätts 18.31 m ö h.

Laxemarområdet har ett kustnära läge med låglänt, småkullig, terräng med hög frekvens bergblottningar. Berggrunden består huvudsakligen av graniter och dioriter ingående i det omfattande transskandinaviska granit- och porfyrbältet. Borrkärnan har enligt etablerat bergklassificeringssystem vid Äspölaboratoriet delats upp i fyra huvudgrupper. Dessa är, i minskande ordning av förekomst: smålandsgranit (62 %), Äspödiorit (24 %), grönsten (12 %) och finkornig granit (2 %) (Kornfält och Wikman 1994, Stanfors 1995).

Sprickmineralerna har också klassificerats och utgör i minskande ordning: grupp A (kalcit, klorit), grupp B (hematit, Fe-hydroxider, epidot, fluorit) och grupp C (pyrit, magnetit, laumontit/prehnit, gips) (Kornfält och Wikman 1994, Stanfors 1995).

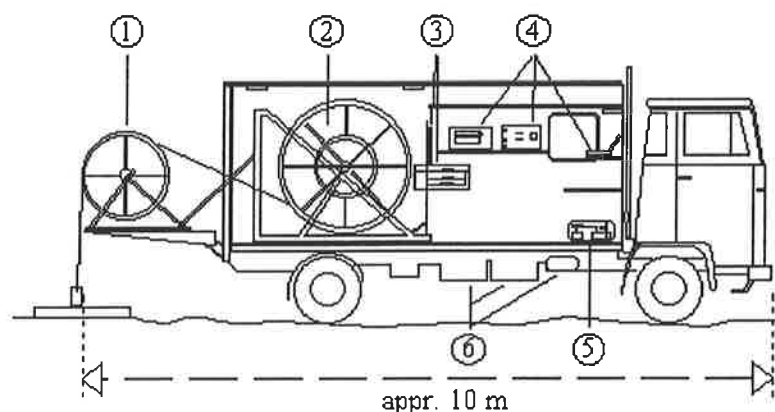
Från geohydrologisk synvinkel anses KLX02 vara beläget i ett aktivt inströmningsområde. Ned till ca 800 m har en nedåtriktad hydraulisk gradient konstaterats. Den nedre delen av hålet, under 800 m, representerar mer stagnanta, salina grundvattenförhållanden (Laaksoharju m fl., 1995).

Ett antal borrhålsgeofysiska mätningar har utförts i KLX02 av Malå GeoScience. Resultaten visar bl a att sprickfrekvensen generellt är låg, speciellt ned till 700-750 m djup och mellan 1100-1500 m. De befintliga sprickorna visar en stark association med grönstenssektioner.

UTRUSTNING FÖR HYDRAULISKA INJEKTIONSTESTER OCH HYDRAULISK SPRÄCKNING

Multislangsystemet

Den utrustningen som användes för injektionstester och hydraulisk spräckning ned till 756 m djup i KLX02 är ett s k multislangsystem (Bjarnason och Torikka 1989, Amadei & Stephansson 1996). Huvudprincipen för en sådan utrustningsenhet är att kombinera tryckslangar, elkablar och bärande stålwire i en enda kabel. Systemet är fastmonterat på en lastbil, och all utrustning och instrumentering som drivs av lastbilsmotorn är permanent installerad, se Fig. 2. Det nuvarande multislangsystemet kan utföra mätningar i borrhål med en diameter från 56 mm och större ned till, i dagsläget, ca 800 m djup.



- 1 Styrhjul för multislang på justerbar plattform
- 2 Trumma för 1000 m multislang
- 3 Flödesmätarreglage och reglage för spräckflöde och packertryck
- 4 Dataregistreringsutrustning, signalförstärkare, pennskrivare och portabel PC
- 5 Högtryckspump
- 6 400 l dieseltankar, hydraulpump och hydraultank.

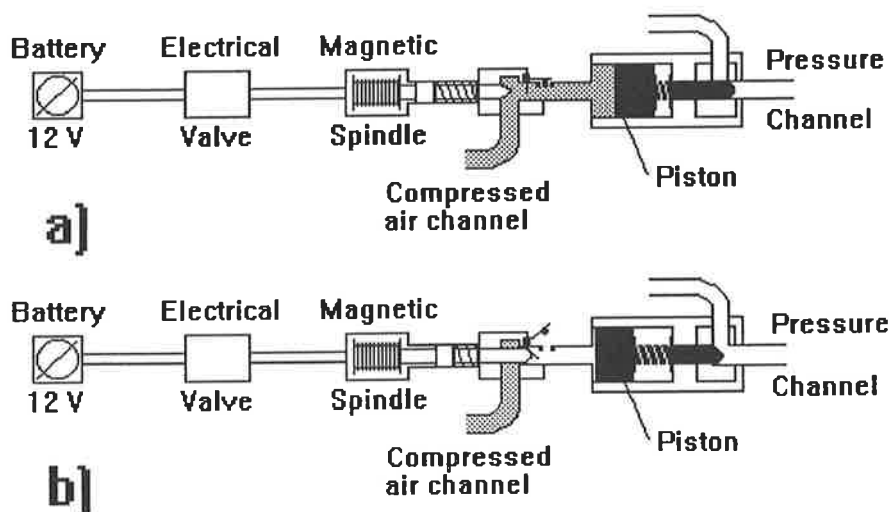
Figur 2 Tvärsektion av multislangutrustningen.
Cross section of the multihose field unit (from Ljunggren, 1990).

Borrhålsutrustning

Borrhålsutrustningen inkluderar en dubbelmanschettenhet, en avtrycksmanschett, ett orienteringsinstrument baserat på en kompass och en en-bildskamera samt ett system med en tryckluftsdriven avstängningsventil.

Dubbelmanschettenheten används för att isolera testsektionen och expanderas med hydraultryck i ett separat system. Enheten består av ett 3 m långt stålrör med en 1.2 m lång gummimanschett i vardera änden och ett centralt 0.6 m långt perforerat stålrör. Avtrycksmanschetten består av en konventionell gummimanschett överdragen med en mjuk gummifilm. Manschetten sänks efter spräckning ned till testnivå, där den expanderas till ett tryck som överstiger sprickans återöppningstryck. Sprickan ger på så sätt upphov till ett avtryck på gummifilmen. Sprickorienteringen bestäms med orienteringsinstrumentet, som monteras på avtrycksmanschetten. Instrumentets inbyggda kamera tar efter en bestämd, förinställd tid ett kort på en inklinometer och en kompass, varvid sprickans orientering kan bestämmas.

För att undvika flödesberoende tryckfall i slangen har en avstängningsventil installerats. Ventilavstängningen utgörs av ett system bestående av en elektrisk ventil, en magnetisk spole samt ytterligare en ventil. Den senare är tryckluftsdriven med hjälp av en kolv, Fig. 3. Den elektriska ventilen magnetiserar en spole, som i sin tur öppnar tryckluftskanalen. Den framrusande tryckluften tvingar en kolv att stänga spräckkanalen och systemet är därmed stängt. Efter trycksättning av spräckkanalen till önskad nivå kan sedan systemet köras i omvänd riktning så att en mycket snabb trycksättning av testsektionen erhålls.



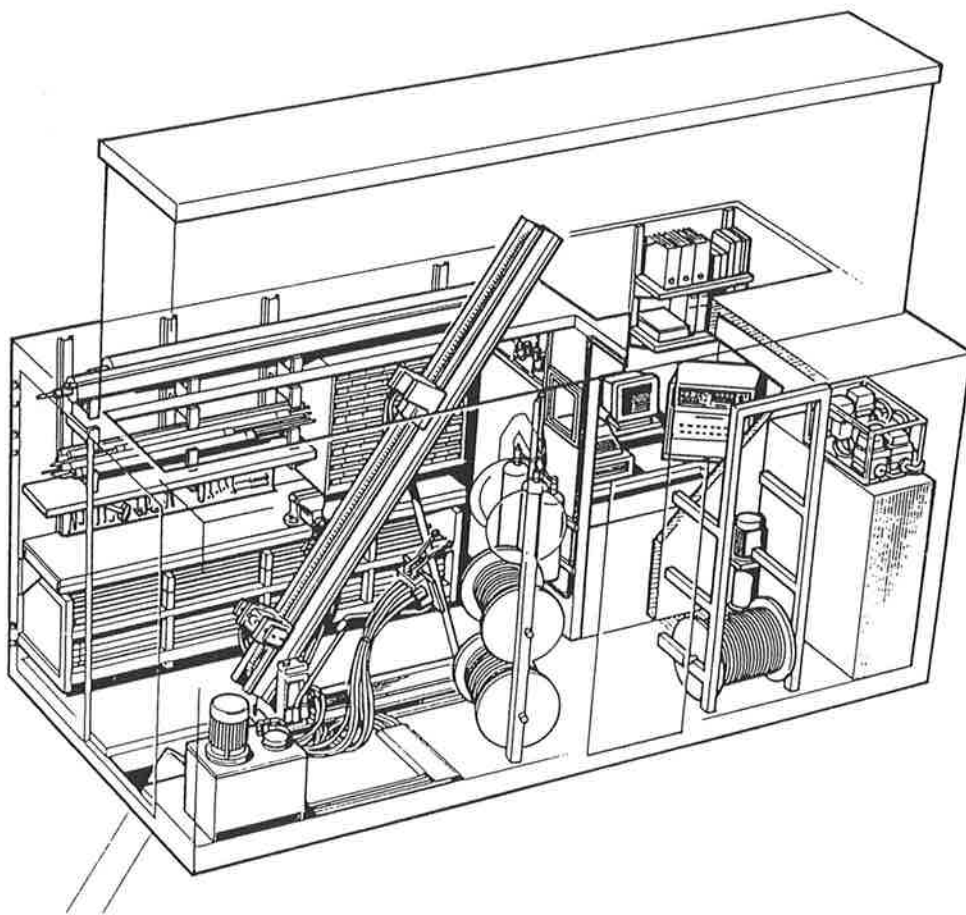
Figur 3 Förenklad bild på avstängningsventil i stängt tillstånd (a) och i öppet läge (b).
The downhole shut-in system in closed condition (a) and in open condition (b) (from Ekman, 1997).

Utrustning för djupa bergspänningsmätningar

För att kunna genomföra bergspänningsmätningar under 1 000 m djup (vilket är multislängens djupbegränsning) var det nödvändigt att bygga en ny utrustning. De

alternativ som studerades i utredningsskedet var i) förlängning av befintlig multisläng, ii) lösa hydraulslangar och bärwire samt iii) lösa hydraulslangar och stänger för att sänka och lyfta utrustning. Det förstnämnda alternativet förkastades bl a annat på grund av ekonomiska skäl men även på grund av det skulle bli svårt rent praktiskt att hantera en förlängning av multislängen. Valet föll i stället på en rörhanterad utrustning, då det ger en större säkerhet vid upp och nedtransport i hålet jämfört med wirealternativet. Den stora nackdelen med rörhantering är dock att transporten i hålet blir tidskrävande.

Mätningarna mellan 963 m och 1 340 m utfördes därför med aluminiumstänger (diameter 33 mm, längd 3 m) och två hydraulslangar tejpade mot stängerna. Av hanteringsskäl var varje hydraulslang ca 200 m lång varför ihopkoppling med ny hydraulslang fick ske varje 200 m vid sänkning av utrustningen. Nedsänkning av stänger och hydraulslangar hanterades med SKBs sk rörgångsutrustning (Almén och Zellman, 1991) som normalt används för hydrauliska tester, Fig. 4.



Figur 4 SKBs rörgångsutrustning som användes vid de djupa bergspänningsmätningarna.

The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company's pipe string equipment, used for stress measurement at large depth (After Almén och Zellman, 1991)

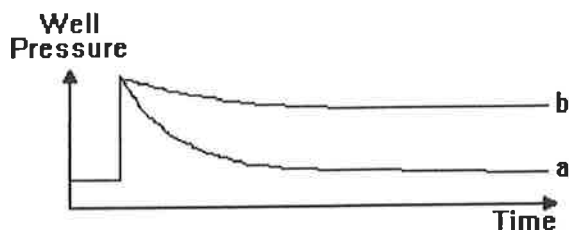
Då aktuellt djup nåtts kopplades de lösa hydraulslangarna ihop med Hydropowers multislangsutrustning så att dess pump, givare och registreringsenheter kunde nyttjas under mätförloppet.

BESKRIVNING AV INJEKTIONSTESTER

Pulstest

Pulstester används enligt Barker (1988) lämpligen för bestämning av hydraulisk spricköppning vid radiellt flöde i poröst medium.

Det första steget i ett pulstest är expansion av dubbelmanschetten och därmed isolering av testsintervall samt ventilstängning. Därefter trycksätts slangen ovanför ventilen till önskad trycknivå. Ventilen öppnas och stängs därefter momentant, så att vatten trycks in i den isolerade testsektionen. Den (lilla) injekterade vattenvolymen orsakar en kort tryckpuls, vars tryck därefter avtar med en hastighet som är beroende av sprickans hydrauliska konduktivitet, se Fig.5.



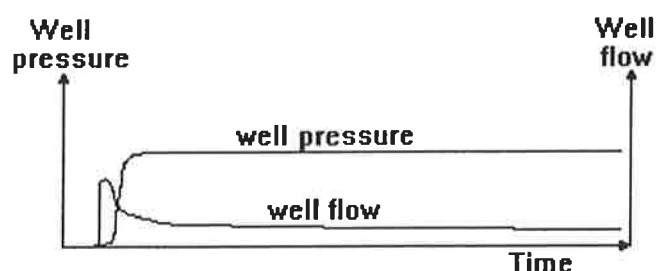
Figur 5 Hög- (a) och lågkonduktiv (b) sprickrespons vid pulstest.
High (a) and low (b) conductivity fracture response at a pulse test (from Ekman, 1997).

Hydrauliskt öppningstest

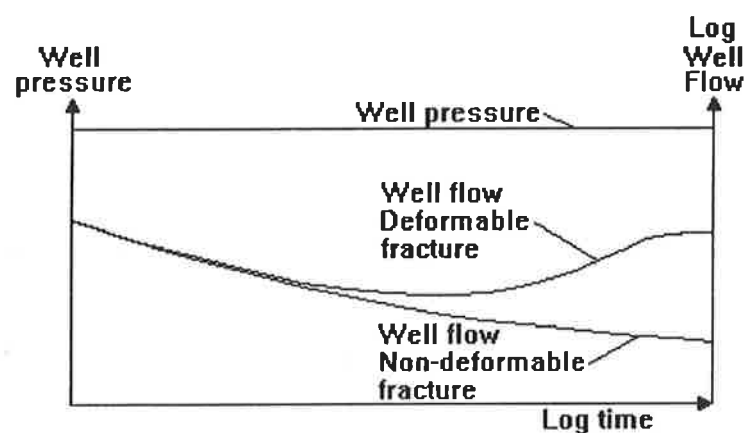
Till de hydrauliska öppningstesterna hör det konstanta trycktestet med högt tryck, Fig. 7, och det hydrauliska tryckstegstestet, Fig. 8, som egentligen är flera konstanta trycktest i en serie. Inom geohydrologin används konstanta trycktestet med lågt tryck, Fig. 6, för uppskattning av hydraulisk transmissivitet och magasinskoefficient med hjälp av kurvpassning enligt Jacob & Lohman (1967). Det hydrauliska tryckstegstestet har använts för att bestämma sprickors normalstyvhet och initiell normalspänning (Rutqvist, 1995).

Testerna påbörjas, liksom pulstestet, med en momentan trycksättning av det isolerade testintervallet. Trycket hålls dock under hela testet konstant, till skillnad från fallet vid pulstestet. En tryckgradient skapas som orsakar ett vattenflöde från borrhålet in i sprickan och det omgivande berget. Det injicerade flödets storlek är beroende av spricköppningen och sprickans deformationsförmåga, dvs dess hydrauliska transmissivitet och magasinskoefficient. En icke-deformerbar spricka har ett injektionsflöde som initialt minskar med tiden (Jacob och Lohman, 1967). En deformierbar spricka kan däremot ha ett injektionsflöde som gradvis ökar fram till ett sent skede i testet, eftersom den injicerade volymen medför ökad spricköppning (Noorishad

och Doe, 1982), se Fig. 7. När tryckfronten transformeras ut från borrhålet och in i sprickan, bildas en kraft lika med den totala trycksatta sprickytan multiplicerat med det aktuella trycket. Den fördröjda effekten av sprickexpansionen, och därmed ökning i flöde, orsakas av det faktum att tryckfronten inte har nått tillräckligt långt för att skapa en kraft större än de mothållande krafterna.



Figur 6 Konstant trycktest av en oändligt styv spricka.
Constant head test of a infinite stiff fracture (from Rutqvist, 1995).

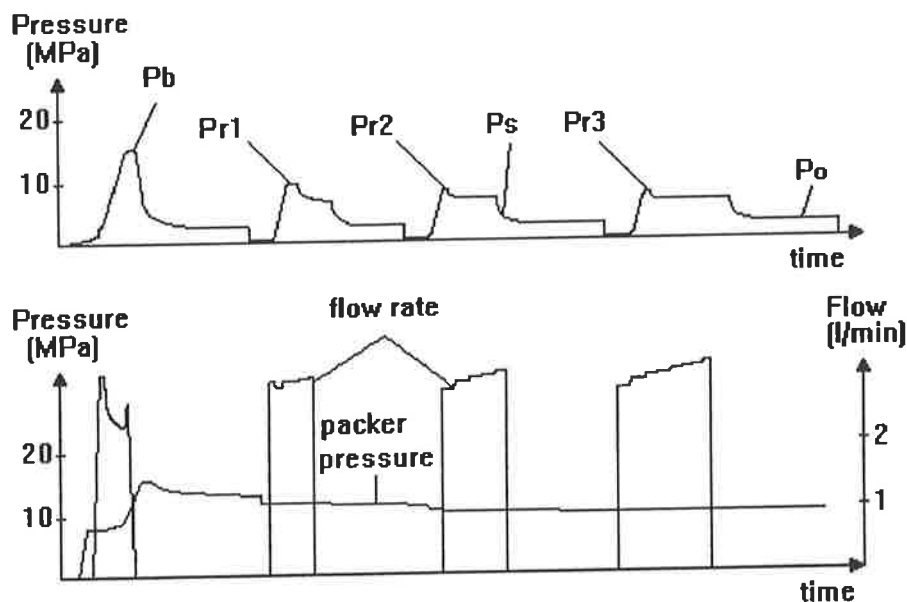


Figur 7 Konstant trycktest av deformerbar och icke-deformerbar spricka
Constant head test of a deformable and a non-deformable fracture (from Rutqvist, 1995).

Det hydrauliska tryckstegstestet, Fig. 8, utförs som en serie konstanta trycktest med stegvis ökning av trycket, när ett stabilt injektionsflöde har erhållits vid respektive trycknivå. Traditionellt sett, var den allmänna uppfattningen att sprickplanet förblev stängt för tryck lägre än sprickans initiella normalspänning. För tryck högre än sprickans initiella normalspänning, öppnas däremot sprickan varvid injektionsflödet ökar markant (Haimson, 1993). Rutqvist (1995), visade dock att återöppningen av sprickplanet sker gradvis, och är beroende av sprickans normalstyvhet och den effektiva spänningen i sprickan nära borrhålet.

Ekvation (3) kombinerad med ekvationerna (4) och (5) ger största horisontalspänning i parametrar som kan bestämmas från det vid spräckningen erhållna tryck-tid diagrammet, Fig. 10.

$$\sigma_H = 3P_s - P_r - P_0 \quad (6)$$



Figur 10 Typiskt tryck-och flödes-tid diagram från hydraulisk spräckningsmätning. Typical pressure and flow versus time chart from hydraulic fracturing measurements (from Ljunggren, 1990).

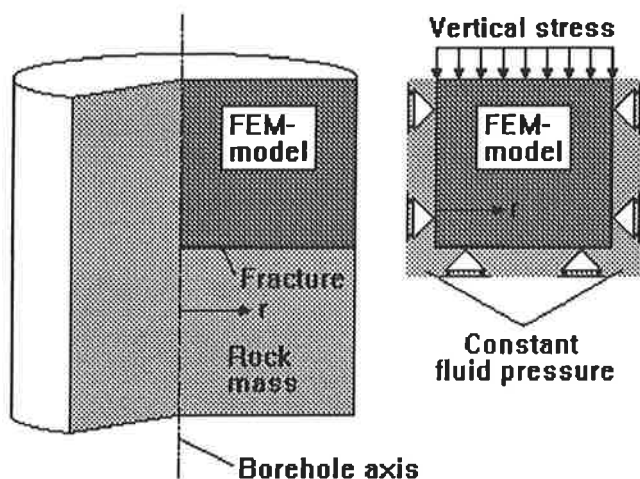
HYDROMEKANISK MODELLERING AV INJEKTIONSTESTER

Hydromekaniska parametrar bestämdes genom att simulera fältexperimenten med finita element programmet ROCMAS, för kopplad spänning och flödesanalys (Noorishad m fl., 1992). Programmet simulerar kopplingen mellan deformationer och grundvattenflöden i en spricka och omgivande intakta berg, se Fig. 11. I granit är det flöden och deformationer i sprickor som dominerar. I ROCMAS modelleras sprickor med speciella sprickelement som kan deformeras och skjuvas och samtidigt leda vatten. Flödet genom sprickan beror av den hydrauliska spricköppningen enligt ekvation (7). Den hydrauliska spricköppningen förändras som en följd av mekaniska deformationer, vilket i sin tur beror av spänningarna över sprickan.

Enkelt kan man beskriva kopplingen mellan hydraulisk spricköppning (e) och förändringar i effektivspänning normalt sprickan ($\Delta\sigma'_n$) (Zhao och Brown, 1992) enligt:

$$e = e_i - \Delta\sigma'_n / k_n \quad (7)$$

där e_i är den initiala spricköppningen, k_n är sprickans normalstyvhet och tryckspänningen är en positiv enhet.



Figur 11 Beskrivning av ROCMAS finita element modell
Description of the ROCMAS finite element model (from Rutqvist, 1995).

Under ett hydrauliskt öppningstest förändras effektivspänningen genom att öka vattentrycket enligt:

$$\Delta\sigma'_n = \Delta\sigma_n - \Delta P \quad (8)$$

Om man antar att totalspänningen är konstant över hela sprickan ger ekvation (1), (7) och (8):

$$Q \propto (e_i + \Delta P / k_n) \quad (9)$$

Den hydromekaniska responsen vid ett injektionstest under högt tryck är komplicerad med inverkan från både de hydromekaniska egenskaperna hos sprickan och det omgivande berget. Dessutom är normalstyvheten icke-linjär, vilket bland annat innebär att programmet itererar fram den bästa lösningen. Modelleringen visar dock att spricköppning och normalstyvhet, i sprickplanet nära borrhålet, är den dominerande faktorn för tryck- och flödesresponsen. Detta innebär att spricköppning och normalstyvhet kan baklängesberäknas med liten inverkan från övriga parametrar.

HYDROMEKANISK PARAMETERBESTÄMNING PÅ GRUNDVATTENFÖRÄNDRANDE SPRICKOR

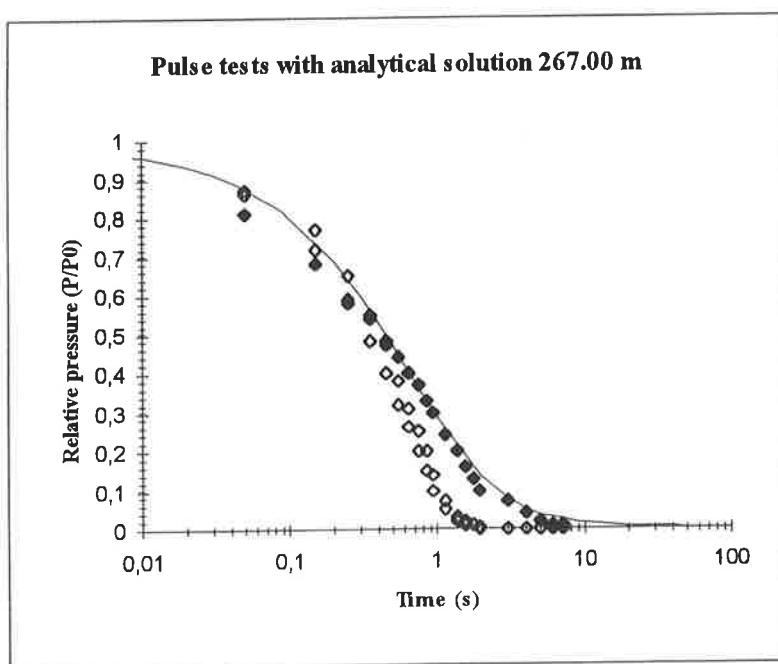
Syftet med injektionstesterna i KLX02 var att bestämma olika bergparametrar som har betydelse för dess hydrogeologiska beteende. De tester som utfördes var pulstester och hydrauliska öppningstest. Testerna utfördes i en speciell ordning för att, förutom bestämma bergparametrar, få en uppfattning om, och i så fall hur sprickorna har förändrats under öppningen. Testerna utfördes enligt följande:

1. Pulstest
2. Hydrauliskt tryckstegstest
3. Ny pulstest

Pulstestet användes för bestämning av den initiella hydrauliska spricköppningen, e_i , enligt Barker (1988). Det hydrauliska tryckstegstestet användes för att bestämma sprickans initiella normalstyvhet, k_{ni} , och initiella normalspänning, σ_{ni} (Rutqvist, 1995).

Testsektionerna, redovisade i Tabell 1, tillhör de mest vattenförande i hela borrhålet. Sektionerna har observerats som vattenförande zoner på såväl flödes- som resistivitets- och temperaturmätningar (Follin, 1994). Testsektionerna sammanfaller även med större krosszoner, vilka har registrerats med hjälp av radar (Carlsten, 1994). Analysering av testzonerna har också utförts med hjälp av BIPS-kamera (Borehole Image Processing Scheme) (Askling, 1995), vilket är en modern undervattenskamera som ger högkvalitativa färgbilder av borrhållsväggen. BIPS-systemet, som ger en exakt bild av sprickor och sprickmönster, är ett utmärkt komplement till kärnkarteringen eftersom borrhprotokollen vid stora krosszoner endast redovisar krossat berg.

Pulstesterna tolkades med hjälp av kurvpasning enligt Barker (1988) under antagande av en sprickplansradie av 5 meter samt en öppen sprickperiferi vid 5 meter. Med öppen sprickperiferi menas att det undersökta sprickplanet korsas av ett sprickplan med större hydraulisk konduktivitet. Figur 12 visar resultaten från kurvpasningen vid 267.00 m djup. De fyllda punkterna motsvarar pulstest utförd före öppningstest, de ofyllda motsvarar pulstestar utförda efter öppningstest och den heldragna linjen bästa kurvpasning enligt Barker (1988).



Figur 12 Pulstester med analytisk lösning av spricka vid 267.00 m djup.
Pulse tests with analytical solution of a major fracture at 267.00 m depth (from Ekman, 1997).

Figuren visar att tryckfallet har ett snabbare förlopp för pulstesterna utförda efter öppningstestet jämfört med pulstestet utförd före öppningstestet. Detta indikerar att sprickplanet har förändrats och numera korsas av en mer hydrauliskt konduktiv spricka

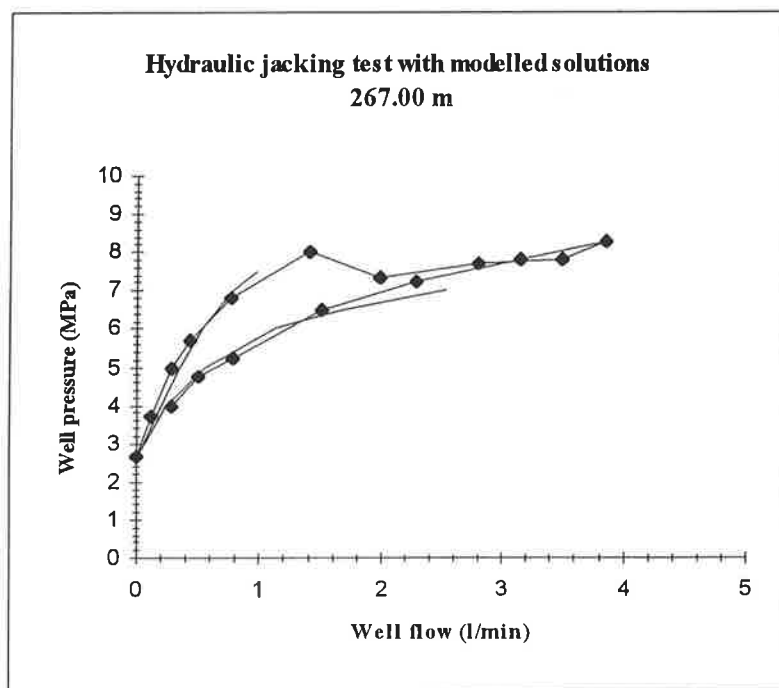
nära borrhålet, som skapar en öppen sprickperiferi. Liknande resultat erhöles för övriga pulsetester, se Tabell 1. Den analytiska lösningen till data i Fig. 12 motsvarar en spricköppning på 27 μm .

Det hydrauliska tryckstegstestet tolkades med hjälp av finita element modellen ROCMAS. Tolkningarna gjordes med antagandet att, med några få undantag, en sprickplansradie av 5 meter samt en öppen sprickperiferi vid 5 meter.

Figur 13 visar det konstanta tryckstegstestet med modellerad lösning utfört vid 267.00 m djup. Man kan i figuren utläsa att trycket sjunker trots att flödet ökar. Detta kan tolkas som att sprickplanet antingen propagerar eller skjuvas. Kriterierna för två händelser är:

- Propagering om injektionstrycket är större än normalspänningen, dvs $P > \sigma_n$.
- Skjuvning om skjuvspänningen överstiger skjuvhållfastheten, dvs $\tau > \sigma' \cdot \tan \phi$.

Normalspänningen, som är bestämd med relativt stor osäkerhet, är 7.0 MPa, vilket torde motsvara, med 66° stupning av sprickan och 30° friktionsvinkel (ϕ), en skjuvhållfasthet av storleksordningen 2.5 MPa. För att skjuvspänningen ska överstiga skjuvhållfastheten i detta fall, krävs ett injektionstryck av ca 5.5 MPa. Eftersom det maximala injektionstrycket i testet är 8.0 MPa, är skjuvning den mest troliga händelsen.



Figur 13 Hydrauliskt tryckstegstest med modellerad lösning för spricka vid 267.00 m djup.
Hydraulic jacking test with modelled solutions of major fracture at 267.00 m depth (from Ekman, 1997)

De två lösningarna i Fig. 13 är: a) Spricköppning, $e=27 \mu\text{m}$, normalstyvhet för sprickan, $k_n=200 \text{ GPa/m}$, sprickplansradie 5 och konstant tryck vid 5 m. b) Spricköppning, $e=27$

μm , normalstyvhets för sprickan, $k_n=1000 \text{ GPa/m}$, sprickplansradie 5 och konstant tryck vid 5 m. Den senare lösningen är den brantare av de två och representerar sprickplanet före hydraulisk spräckning/skjuvning. Resultaten från övriga injektionstester redovisas i Tabell 1.

Djup	Spricköppning, e_i	Sprickstyvhets, k_n	Normalspänning, σ_{ni}
266	19-22 μm	1 000 GPa/m	7.5 MPa
267	27 μm	1 000 GPa/m	7.0 MPa
315	154-162 μm	1-1 000 GPa/m	7.8 MPa
316	10-20 μm	75-95 GPa/m	5.0-6.5 MPa
336	30-46 μm	110 GPa/m	7.0 MPa
337	53-60 μm	1 000 GPa/m	7.0 MPa
338	32-44 μm	10 000 GPa/m	7.0 MPa

Tabell 1 Resultat från injektionstester.
Results from injection tests (from Ekman, 1997)

Figur 14 visar konduktiviteten som funktion av den effektiva normalspänningen för de undersökta sprickorna. Kurvorna har beräknats genom en omskrivning av Goodmans sprickmodell (Goodman, 1974) och flöde mellan två parallella plattor enligt följande ekvationer:

$$e = e_i + \sigma_{ni}' / k_{ni} * (1 - \sigma_{ni}' / \sigma_n') \quad (10)$$

$$K = e^2 * \rho * g / 12 * \mu \quad (11)$$

Kombinering av ekvation (10) och (11) ger:

$$K = \rho * g / 12 * \mu * (e_i + \sigma_{ni}' / k_{ni} * (1 - \sigma_{ni}' / \sigma_n'))^2 \quad (13)$$

där e = spricköppning

e_i = initiell spricköppning

σ_{ni}' = initiell effektiv normalspänning

k_{ni} = initiell normalstyvhets

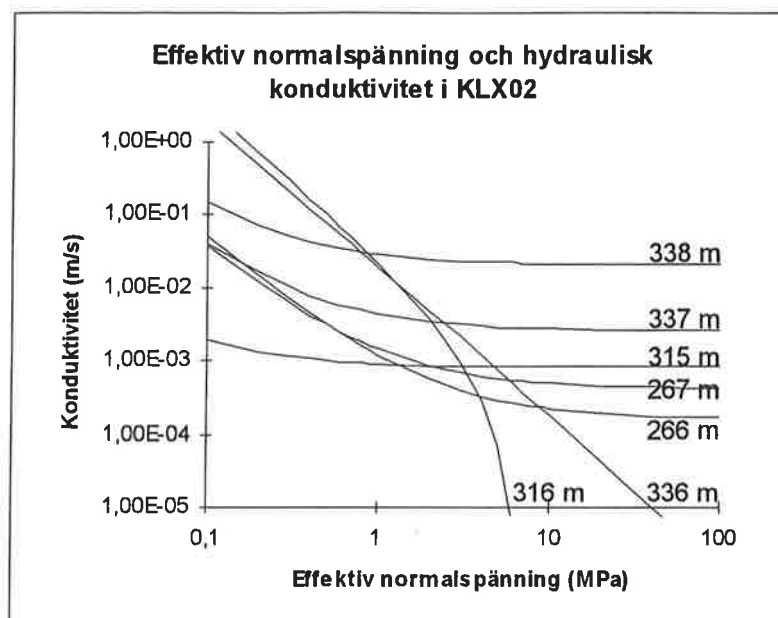
σ_n' = effektiv normalspänning

ρ = densitet av injektionsvätskan

g = tyngdkraften

μ = dynamisk viskositet av injektionsvätskan

Totalt testades 7 vattenförande sprickor i 3 zoner på ett djup av mellan 266 och 338 meter. Detta är naturligtvis ett litet urval för att kunna dra långtgående slutsatser beträffande det hydromekaniska egenskaperna i KLX02 som helhet. Vi kan dock peka på några viktiga observationer från resultaten i Fig. 14. Spänningarna mellan 266 och 338 m djup är mer eller mindre konstanta och samtliga tester utfördes med en initiell effektivspänning på ca 4 MPa. Om vi identifierar denna spänning i Fig. 14, så ser vi att den hydrauliska konduktiviteten varierar med två tiopotenser beroende på spricka.



Figur 14 Hydraulisk konduktivitet som funktion av effektiv normalspänning.
Fracture conductivity versus fracture normal stress.

Denna spridning beror naturligtvis på sprickornas olika karaktär i form av råhet, tidigare skjuvförskjutningar och sprickfyllnad. Om vi går mot en ökad spänning, vilket motsvarar ett större djup i bergmassan, så skulle konduktiviteten för dessa sprickor minska. Sprickorna på 316 och 336 meters djup visar en kraftigt minskad hydraulisk konduktivitet med ökade spänningar. En spricka med samma egenskaper som den på 316 meters djup skulle vara praktiskt taget stängd om den var belägen på till exempel 500 meters djup. Å andra sidan, skulle sprickor med egenskaper motsvarande den på 315 meters djup stå öppna och ha en kraftig hydraulisk konduktivitet även vid höga spänningar och motsvarande stora djup.

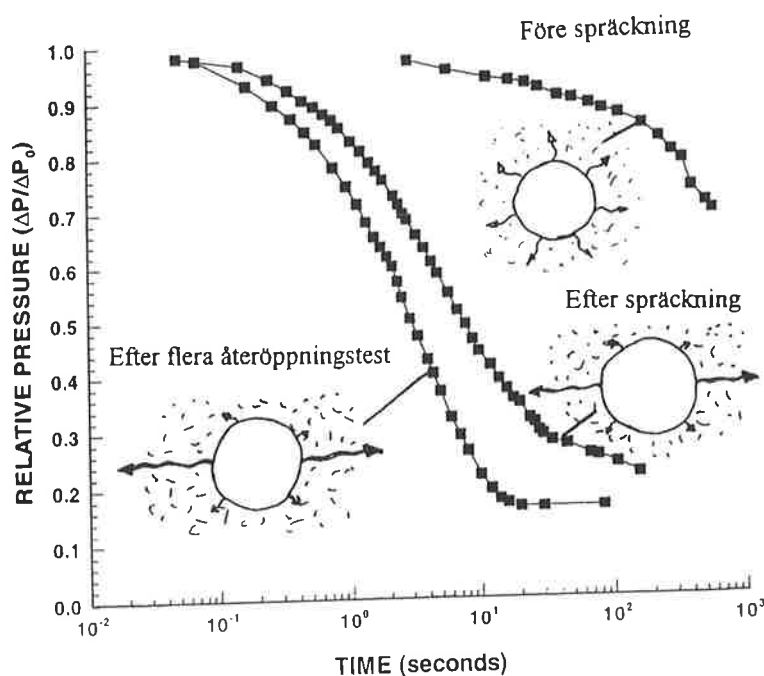
Samtliga sprickor utom den på 316 meters djup kunde identifieras klart och tydligt på BIPS-bilderna såsom öppna eller delvis öppna sprickor. Sprickorna verkar vara skjuvade med ofullständig passning av de två sprickytorna och man kan se centimeterbredda kanaler mellan kontaktytorna. I borrhållarna kunde zonerna på 267 och 337 meters djup identifieras som fullständigt krossat berg. Sprickorna kan alltså inte testas i laboratorium. Om vi jämför egenskaperna för dessa sprickor med naturliga dragsprickor som testats i laboratorium kan man säga att de sprickor vi testade har betydligt större spricköppning men att normalstyvheten är ungefär densamma. Detta innebär att dessa skjuvsprickor är relativt okänsliga för förändringar i *in-situ* spänningar. Resultaten stämmer också överens med tidigare studier av till exempel Carlsson och Olsson (1977), som konstaterade att konduktiviteten hos krosszoner i allmänhet minskar långsammare med djupet än konduktiviteten i mera kompetenta bergmassor.

HYDROMEKANISK PARAMETERBESTÄMNING PÅ HYDRAULISKT SPRÄCKTA SPRICKOR

I klassisk teori för spänningsmätningar antar man att sprickan återöppnas som ett resultat av vattentrycket mot borrhållsväggen. Det har dock visat sig att återöppningstrycket är

beroende av pumpflödet. Detta indikerar att vatten tränger in i sprickan och öppnar den genom ett inre tryck i sprickan. Om så är fallet får det stora konsekvenser för utvärderingen av största huvudspänningen i berget. För att utreda hur mycket vatten som tränger in i sprickan utfördes pulstester före och efter spräckning. En sektion med sprickfritt berg isolerades med dubbelmanschettenheten. Ett första pulstest utfördes för att se om sektionen verkligen var fri från vattenförande sprickor. Berget spräcktes därefter enligt konventionellt hydrauliskt spräckningsförfarande för spänningsmätning. Den hydrauliska spräckningen avbröts efter någon minut och vattentrycket ventilerades ut. Ett andra pulstest utfördes nu för att mäta den nya inducerade spräckans hydrauliska egenskaper.

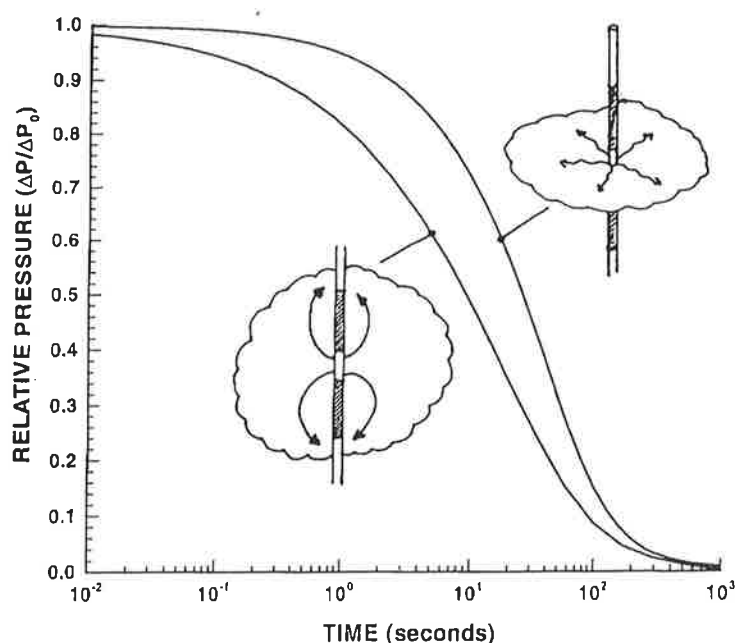
Figur 15 visar resultat före och efter spräckning samt efter ett antal återöppningstester. Före spräckning faller trycket relativt långsamt och beror på flöde in i det intakta berget och läckage mellan manschetter och borrhålsväggen. Efter hydraulisk spräckning faller trycket mycket snabbare, vilket innebär att permeabiliteten har ökat i spräcksektionen. Detta beror på att sprickan ej sluts fullständigt på grund av de råa sprickytorna ej passar ihop perfekt. Sådan ofullständig stängning av sprickor har ofta observerats vid laborieexperiment på dragsprickor.



Figur 15 Pulstester på en vertikal hydrauliskt spräckt spricka vid 375 meters djup. Figuren visar tre pulser utförda före spräckning, efter spräckning och efter ett flertal återöppningstester. Pulse tests on a hydraulically induced fracture at 375 m depth. The figure shows three pulses performed before fracturing, after fracturing and after several re-opening tests.

Fälttesterna analyserades med en tvådimensionell modell av borrhålet och sprickplanet. Figur 16 visar skillnaden i tryckfall för en vertikal och en horisontell spricka med en spricköppning på 5 μm . Skillnaden beror främst på olika flödesarea vid borrhålsväggen

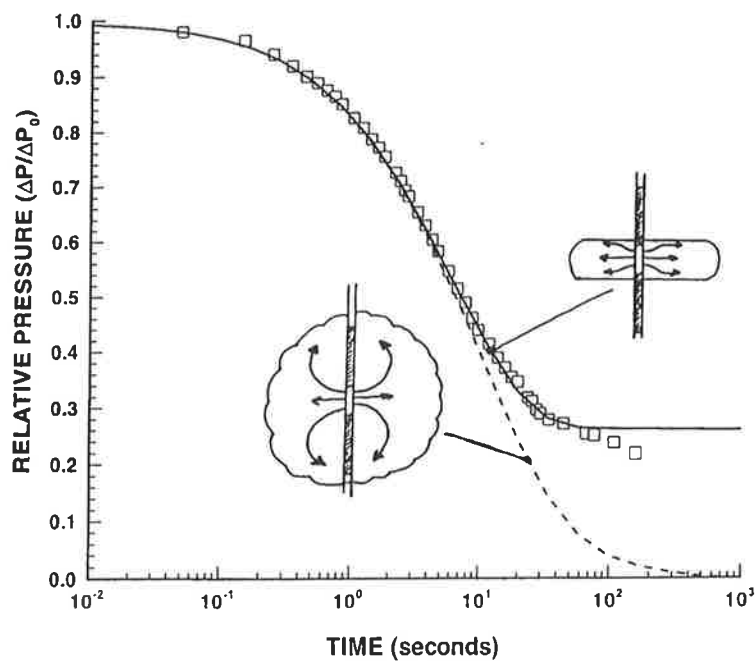
samt olika flödesgeometri. En horisontell spricka ger radiellt flöde, medan en vertikal spricka ger ett flöde som initieellt är linjärt men som sedan blir radiellt vid större radie.



Figur 16 Modellering av pulstester för en horisontell och en vertikal spricka med en spricköppning på 5 mikrometer.
Modelling of pulse test on a horizontal and a vertical fracture with a hydraulic aperture of 5 microns.

Figur 17 visar modellering av pulstest på 375 m djup som utfördes efter spräckning. Testet modellerades först med en modell där sprickans radie är större än 1.5 meter. Denna modellering överensstämmer med fältdata till dess att relativa trycket fallit till 0.5. Därefter sker tryckfallet i fält långsammare, vilket tyder på att tryckfronten har nått sprickans yttre radie. Den bästa överensstämmelsen med fältdata erhöles för en spricka som propagerat 0.5 m i vertikalled och ca 1 m i horisontalled. Vid båda modellerna var den hydrauliska spricköppningen 6.0 μm med en spricköppning närmast hålkanten på 3.0 μm . Den mindre spricköppningen vid hålkanten kan bero på spänningskoncentrationer. Modelleringen av pulstestet efter återöppningen (Fig. 17b) visar att sprickan propagerat ytterligare till en radie av ca 1 meter. Dessutom har den hydrauliska spricköppningen ökat till 9.5 μm med en spricköppning närmast hålkanten på 3.4 μm .

Pulstesterna på spräckta sprickor visar att de kan användas för att upptäcka sprickor med öppningar så små som några mikrometer och dessutom ge information om sprickornas geometri. Pulstester kan därför vara användbart som ett rutinmässigt hjälpmedel vid hydrauliska spänningsmätningar. Dels för att se att man verkligen befinner sig på intakt berg före spräckningen och dels för att få information om sprickans geometri. Det är till exempel viktigt att sprickan ej propagerat förbi de isolerande manschetterna. Med lite rutin skulle det också finnas möjlighet att från pulsresponsen se om sprickan är vertikal eller horisontell.



Figur 17 a)

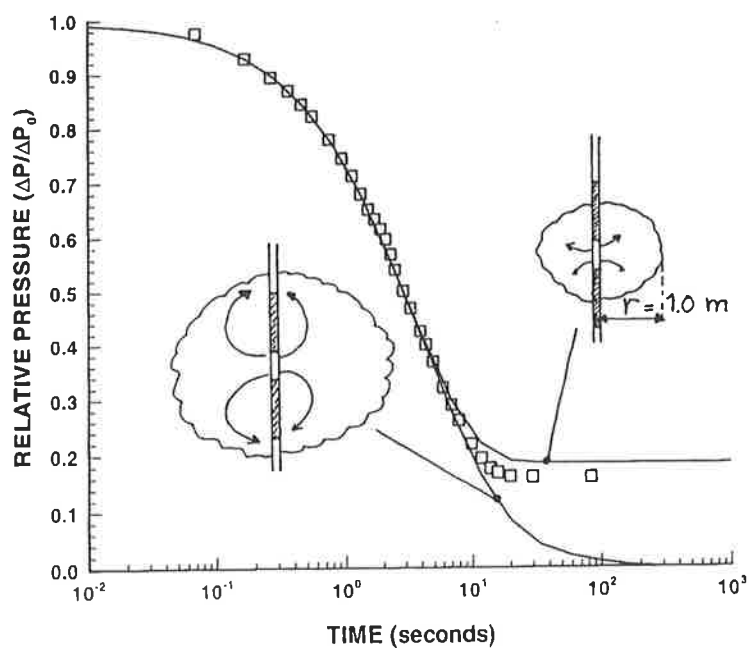


Figure 17 b) Modelling of pulse tests at 375 m depth. a) After fracturing. b) After re-opening.
Modelling of pulse tests at 375 m depth. a) After fracturing. b) After re-opening.

Testerna på 4 sprickor mellan 297 och 696 meters djup, resulterade i hydrauliska spricköppningar på mellan 2 och 10 mikrometer. Dessa värden på den initiella hydrauliska spricköppningen används som indata vid modelleringar av hydraulisk spräckning och återöppning. Dessa modelleringar pågår och de preliminära resultaten pekar på att återöppningen av sprickan sker gradvis som en funktion av trycket inne i sprickan. Resultaten pekar också på att den initiella spricköppningen samt sprickans normalstyvhet påverkar återöppningstrycket. Resultat och rekommendationer från dessa modelleringar kommer att redovisas vid det internationella symposiet för bergsspänningar i Kumamoto, Japan 1997.

SPÄNNINGSMÄTNINGAR NER TILL 1340 METERS DJUP

Förutom de parameterbestämningar, som redovisats ovan, utfördes även bergspänningsmätningar med hydraulisk spräckning i borrhålet KLX02. Mätningarna utfördes under sommaren och hösten 1996, och förlades till djupintervallet 206 m - 1 340 m under markytan. Totalt utfördes 43 spräckningar, varav 17 stycken är lokaliserade under 1 000 m djup. Sannolikt är detta de djupaste mätningar som utförts i Skandinavien med konventionell hydraulisk spräckning.

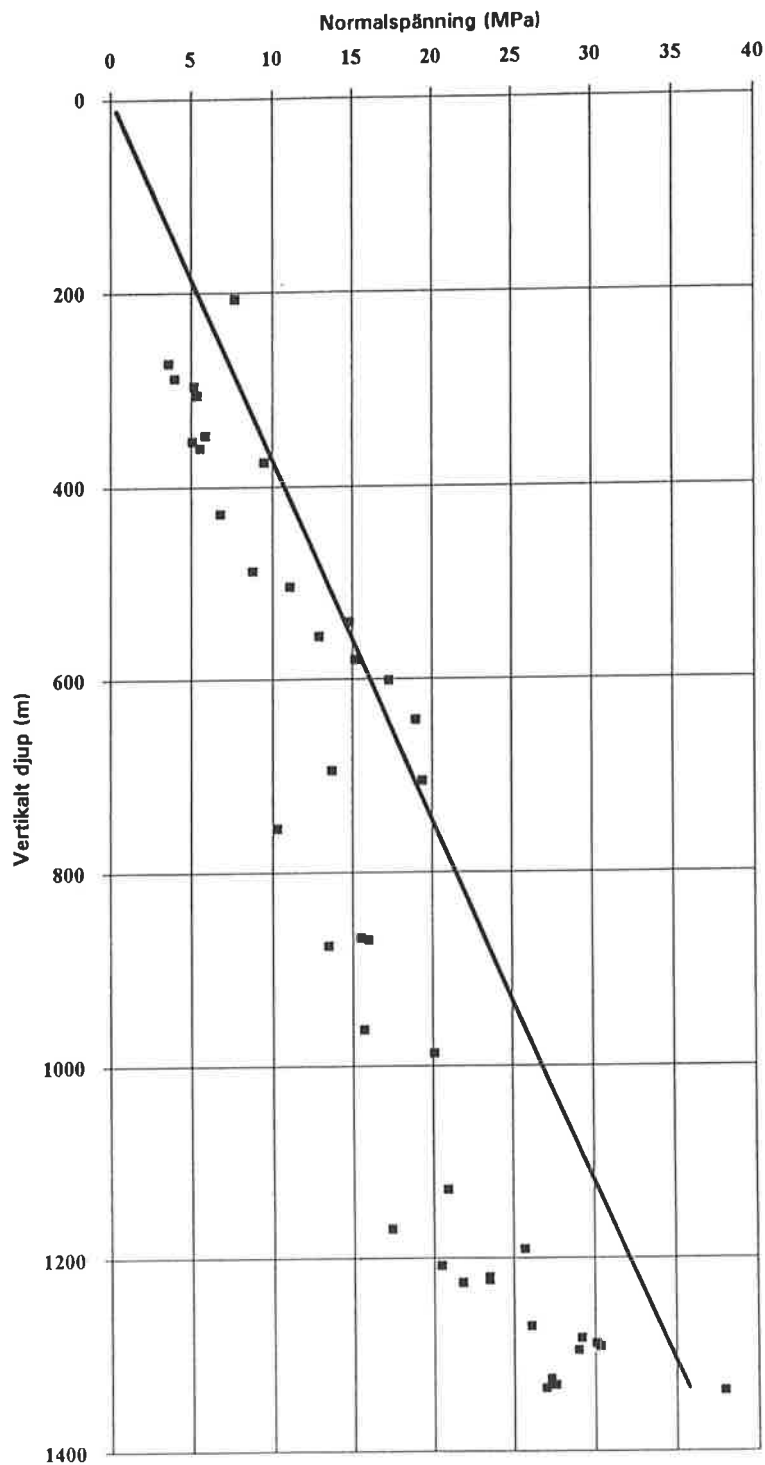
Syftet med bergspänningsmätningarna har varit att bestämma spänningarna på stort djup (> 1 000 m) och samtidigt studera spänningsförändringar över ett relativt sett stort djupintervall. Vidare ges i och med mätningarna mellan 207 m - 1 000 m möjlighet att jämföra erhållna resultat med de som erhållits i de markslagna kärnborrade hålen KAS02, KAS03 och KAS05 på Äspö (Bjarnason m fl., 1989), samt även med de som erhållits från mätningar i Äspölaboratoriet.

Det utförda arbetet kan delas upp i två etapper; Mätningarna från 207 m ner till 760 m som utfördes med Vattenfall Hydropowers multislängsutrustning monterad på lastbil, vilket för övrigt är samma utrustning som användes för de parameterbestämningar som beskrivits ovan. Den andra etappen är de mätningar som utfördes med den utrustning som byggdes speciellt för att kunna mäta ner till maximalt 1 500 m under markytan.

Vid tidpunkten för denna artikels skrivande är inte samtliga djupa spräckpunkter orienterade, varför några definitiva resultat inte kan redovisas. Fig. 18 redovisar uppmätt normalspänning som funktion av djupet. Det skall poängteras att figuren redovisar normalspänningen från samtliga mätpunkter, oavsett om de orienterats eller ej, vilket innebär att normalspänningen för vissa punkter kan vara mätt över lutande sprickor.

Intressant att notera är den ickelinjära förändringen mot djupet. Vidare kan noteras två djupavsnitt med markanta gradientökningar med djupet; dels avsnittet 400 - 700 m, men även avsnittet 1 100 - 1 340 m. Slutligen kan också noteras att erhållna normalspänningar är lägre än den teoretiska vertikalspänningen, pgz inom större delen av det undersökta djupintervallet.

Preliminära utvärderingar av ett antal utförda orienteringar på de inducerade sprickorna indikerar en riktning på största horisontella spänningen inom sektorsområdet 135 - 160°, räknat medsols från magnetisk norr.



Figur 18 Spänning normalt sprickplan som funktion av djupet. Bergspänningsmätningar i borrhål KLX02, Laxemar. Den teoretiska vertikalspänningen är markerad med heldragen linje.

Stress normal to fracture plane versus depth. Rock stress measurements in borehole KLX02, Laxemar. The theoretical vertical stress is marked with a solid line.

CONCLUSIONS

The study show that it is now possible to backcalculate hydromechanical properties of fractures through a combination of pulse tests, hydraulic jacking tests and numerical modelling. Fractures in tectonic zones could also be tested although the core samples from those sections were completely crushed. The flow in these strongly hydraulically conductive zones were dominated by a few open shear fractures that could easily be identified on the BIPS-pictures. The determination of hydromechanical parameters showed that these fractures are relatively insensitive to changes in normal stress.

The pulse tests proved to be very useful to characterize fractures induced by hydraulic fracturing. Hydraulic apertures down to a few microns could be measured and information of the fracture geometry could be gained from the pressure decay response. These test results are important to increase the knowledge of what is happening at the reopening of a fracture. In the end, this is important when determining the major principal stress at hydraulic fracturing measurements.

Fracturing measurements were performed to a depth of approximately 1340 m with two sets of equipment. The first set of equipment was the multihose field unit, which allowed measurement to a depth of 750 m. In order to reach greater depth, a second set of equipment was used. The method involved mounting and lowering of the straddle packer with pipe strings using a borehole rig. Preliminary results from these measurements indicates that the stresses in the area are relatively low and that they do not vary linearly with depth.

SLUTORD

Denna studie finansierades av Svensk Kärnbränslehantering AB. Finansiellt stöd har också erhållits från Wenner-Gren stiftelserna för post-doktoral forskning utomlands till andreförfattaren. Synpunkter på manuskriptet har lämnats av Lars O. Ericsson, SKB, och Ove Stephansson, Avd. för Teknisk Geologi, KTH.

REFERENSER

Almén K-E och O. Zellman. Äspö hard rock laboratory. Field investigation methodology and instruments used in the preinvestigation phase, 1986 - 1990. Technical Report 91-21, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm. 140 pp, 1991.

Amadei B. och Stephansson O. Rock stress and its measurements, Chapman and Hall Publ., London 1996.

Andersson O. Djupborrning KLX02-Etapp 1, Lilla Laxemar, Oskarshamns Kommun. Utvalda tekniska rådata. SKB Arbetsrapport 94-36, VBB VIAK, Malmö 1994.

Askling P. Drilling KLX02-Phase 2, Lilla Laxemar, Oskarshamn. Investigation of fracture orientations in chosen sections and comparison with fracture data from cored boreholes on the island of Äspö. SKB Progress Report 95-44, Geosigma AB, Uppsala, 1995.

Barker J.A. A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock. *Water Resources Research*, Vol. 24, No. 10, pp. 1796-1804, October 1988.

Bjarnason B. och Torikka A. Field instrumentation for hydrofracturing stress measurements. Documentation of the 1000 m hydrofracturing unit at Luleå University of Technology. Technical Report 89-17, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm, 1989.

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

Carlsson A. och Ohlsson T. Hydraulic properties of Swedish crystalline rocks. Hydraulic conductivity and its relation to depth. *Bull. Geol. Inst. Upps.*, NS7, 71-84. Uppsala 1977.

Carlsten S. Drilling KLX02-Phase 2, Lilla Laxemar, Oskarshamn. Correlation of radar reflectors between boreholes KLX01 and KLX02. SKB Progress Report 94-28, Geosigma AB, Uppsala, 1994.

Follin S. Deep drilling KLX02-Phase 1, Lilla Laxemar, Oskarshamn. Evaluation of the hydraulic testing of KLX02. SKB Progress Report 94-21, Dept. of Engineering Geology, Lund University, Lund Institute of Technology, 1994.

Goodman R.E. The mechanical properties of joints. *Proc. 3rd Congr. ISRM. Denver*, Vol. 1A. pp 127-140, 1974.

Haimson B.C. The hydraulic fracturing method of stress measurement: Theory and practice. In Hudson J. (editor) *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 3 Chapter 14, pp. 395-412, Pergamon Press, Oxford 1993.

Jacob C.E. och Lohman S.W. Nonsteady flow to a well or constant drawdown in an extensive aquifer. *Trans. Am. Geophys. Union*, 33. 1967.

Kornfält K.A., Wikman H. Drilling KLX02-Phase 2, Lilla Laxemar, Oskarshamn. Petrological classification of core samples and drill cuttings. SKB Progress Report 94-50, SGU, Lund 1994.

Laaksoharju M.(1), Smellie J.(2), Nilsson A.K.(3) och Skärman C.(1). Groundwater sampling and chemical characterization of the Laxemar deep borehole KLX02. SKB Technical Report 95-05; (1) GoePoint AB, Sollentuna; (2) Conterra AB, Uppsala; (3) KTH, Stockholm; 1995.

Ljunggren C. New Developments in Hydrofracturing Stress Measurement Techniques and a Comparison to the HTPF Method. Doctoral Thesis. Luleå University of Technology, 1990.

Noorishad J. och Doe T.W. Numerical simulation of fluid injection into deformable fractures. Proc. 23rd U.S. Rock Mechanics Symp., Berkeley 1982.

Noorishad J., Tsang C.-F. and Witherspoon P.A. Theoretical and field studies of coupled hydromechanical behavior of fractured rocks-1. Development and verification of a numerical simulator. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 29, 1992.

Rutqvist J. Coupled stress-flow properties of rock joints from hydraulic field testing. Doctoral Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm 1995.

Stanfors R. Drilling KLX02-Phase 2, Lilla Laxemar, Oskarshamn. Brief geological description of the cored borehole KLX02. SKB Progress Report 95-37, Roy Stanfors Consulting AB, 1995.

Zhao J. och Brown E.T. Hydro-thermo-mechanical properties of joints in the Carnmenellis granite. Q.J.Eng.Geol. 25, pp 279-290, 1992.

BERGMEKANISK DIMENSIONERING

Rock mechanics and design

Introduktion:

Bengt Stillborg, Luleå tekniska universitet

DIMENSIONERING AV BERGFÖRSTÄRKNING FÖR ENTREPRENADERNA ROSLAGSTULL OCH VÄRTAN ENLIGT TUNNEL 95

Design of Rock Reinforcement for Contracts Roslagstull and Värtan according to Tunnel 95

*Lars Rosengren, Itasca Geomekanik AB
Stig-Olof Olofsson, Itasca Geomekanik AB*

1 INLEDNING

Entreprenaderna Roslagstull och Värtan, som utgör en del av Norra Länken 2, ingår i infrastruktursatsningen för Stockholmsregionen i det s.k. "Dennispaketet". Norra Länken 2 utgörs av ett relativt komplicerat och ytnära tunnelsystem som sträcker sig från Roslagstulls trafikplats i väster till Frescati i norr och Värtan i öster. Totalt kommer ca 1 milj. m³ berg att sprängas ut. Tunnelsystemet utgörs av ca 7.6 km huvud- och ramp tunnlar, 6 st driftutrymmen, 2 st ventilationsanläggningar, 1 st VA-anläggning, 1 st mottagningsstation, 6 st kabelkulvertar, tvärtunnlar, etc.

Denna artikel beskriver de förutsättningar, dimensioneringsprinciper och beräkningar avseende bergförstärkningar som utförts för att uppfylla kraven enligt Tunnel 95.

2 KRAV PÅ DIMENSIONERING ENLIGT TUNNEL 95

Arbetet med dimensioneringen av bergförstärkningen påbörjades redan under hösten 1993. Vid denna tidpunkt fanns inte Tunnel 95 tillgänglig, ej heller fanns Vägverkets projekteringsanvisningar, de sk "Typlösningarna" framtagna. De nationella normerna BKR 94, BBK 94 och BSK 94 kom ut först under senare hälften av 1994. Tunnel 95 trädde i kraft först i Juli 1995, alltså drygt 1.5 år efter det att dimensioneringsarbetet påbörjats. Dessa förhållanden har inneburit ett "normkaos", vilket lett till att dimensioneringen hela tiden har behövt anpassas i den takt som de nya regelverken börjat gälla.

I och med införandet av Tunnel 95 ställs det betydligt högre krav på beräkningar och dess genomförande och redovisning än vad som traditionellt tillämpas vid projektering av berganläggningar.

I avsnitt 5.3.3.1 i Tunnel 95 står följande att läsa:

”Motståndsförmåga för tunnel i berg ska verifieras enligt BKR 94, avsnitt 2:3 med undantag för punkt 2:321.

Verifieringen utgörs av följande aktivitetskedja:

- förutsättningar och undersökningar klarläggs respektive utförs samt redovisas i förundersökning*
- sammanfattande analys av resultat från förundersökning och bedömning av bergkvalitet, förstärknings- och tätningmetoder redovisas i prognos*
- valda förstärkningslösningar dimensioneras med bergmekaniska analyser*
- prognos för bergkvalitet, utförandebeskrivning för förstärknings- och tätningsarbeten samt övriga anvisningar redovisas på ritning*
- berggritnings överrensstämmelse med antagna förutsättningar och utfört arbete dokumenteras på bergkarteringsritning.”*

I och med att Tunnel 95 åberopar BKR 94, avsnitt 2:3, skall dimensionering av bergförstärkning utföras genom tillämpning av den sk partialkoefficientmetoden.

I Tunnel 95, avsnitt 1.5 ställs även krav på hur konstruktionsberäkningar och redovisningen av desamma skall utföras.

Nedan följer en redovisning på hur dessa krav uppfyllts för Norra Länken 2. Tyngdpunkten i redovisningen ligger på hur förstärkningen dimensionerats.

3 FÖRUTSÄTTNINGAR

3.1 Säkerhetsklasser och geotekniska klasser

För alla konstruktioner och konstruktionsdelar har säkerhetsklass 3 förutsatts. Detta innebär att partialkoefficienten, γ_n , enligt BKR 94 är 1.2 i brottgränstillstånd.

Enligt Ribb, avsnitt 8.5, skall geoteknisk klass 2 (GK2) tillämpas i normalfallet. Geoteknisk klass 3 (GK 3) tillämpas i de fall $Q < 1$ eller $RMR < 44$ och eller då bergtäckningen är mindre än tunnelns halva spännvidd. Geoteknisk klass påverkar inte dimensioneringsberäkningarna direkt, utan omfattning och utförande av kontroller, vilka i sig är ett led i verifieringsprocessen enligt ovan.

3.2 Materialparameterar och materialkrav

3.2.1 Bergmassa

Bergmassans kvalitet och egenskaper har prognostiserats med hjälp av resultat från fältundersökningar (jord- bergsondering, kärnbörning, kärnkartering, refraktionsseismik, geologisk kartering, sprickkartering, etc) och laboratorietester på bergkärnor. Inom Norra Länken 2 har 17 st kärnborrhål, ca 450 jord- bergsonderingar och ca 6000 m refraktionsseismik utförts.

Till grund för utvärdering av bergmassans egenskaper har Q-index (Barton, et al, 1974) använts. Q-index har transformerats till RMR-systemet (Bieniawski, 1979 och 1976) för utvärdering av bergmassans deformationsegenskaper och till RMS-systemet (Stille, 1982) via RMR för utvärdering av bergmassans hållfasthetsegenskaper.

Följande relation har använts för transformering av Q-index till RMR (Bieniawski, 1976):

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \quad (1)$$

Transformeringen från RMR till RMS har skett genom att sätta $\text{RMR}=\text{RMS}$. Utvärderingen av bergmassans E-modul har skett genom en sammanvägning av olika i litteraturen förekommande samband, vilka redovisas nedan.

$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ [GPa]} \text{ då } \text{RMR} > 52 \text{ (Bieniawski, 1978)} \quad (2)$$

$$E_m = 0.05 \text{ RMR [GPa]} \text{ då } \text{RMR} < 52 \text{ (Stille, 1982)} \quad (3)$$

$$E_m = 10^{(\text{RMR}-10)/40} \text{ [GPa]} \text{ (Serafim och Pireira, 1983)} \quad (4)$$

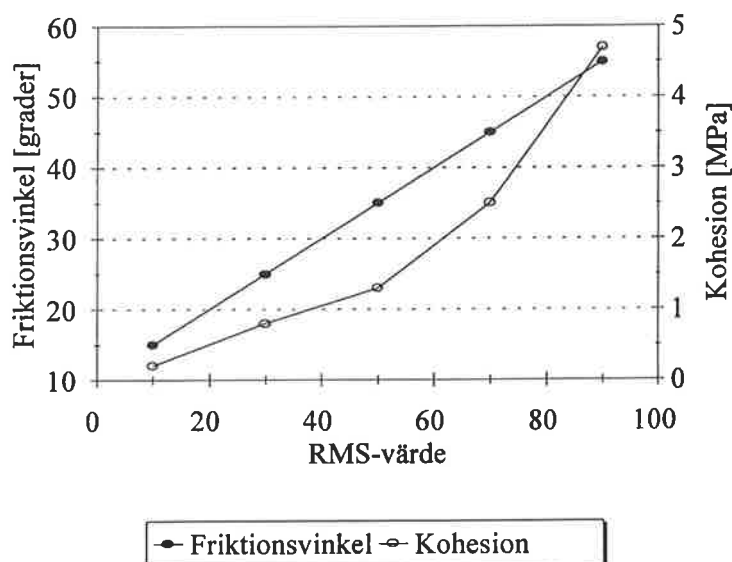
$$E_m = 25^{10 \log Q} \text{ [GPa]} \text{ Giltighetsområde: } Q=10-40 \text{ (Barton et.al., 1980)} \quad (5)$$

Tabell 3.1 redovisar framräknade E-moduler samt valda karaktäristiska värden.

Tabell 3.1 Bergmassans elasticitetsmodul.

Betraktat Q-intervall	Q>10	Q=4-10	Q=1-4	Q=0.1-1
Använt Q-värde	10	4	1	0.1
RMR	65	56	44	23
Bergmassans E-modul [GPa]				
Bieniawski/Stille	29	13	2.2	1.2
Serafim&Pereira	23	15	7.1	2.1
Barton et. al.	25			
Medelvärde [GPa]	26	14	5	2
Valt karaktäristiskt värde [GPa]	26	14	7	2

Baserat på RMS-värdet har Stille (1982) föreslagit värden för hållfasthetsparametrarna kohesionen, C , och friktionsvinkeln, ϕ , vilka plottats i Figur 3.1



Figur 3.1 Plottade hållfasthetsparametrar föreslagna av Stille (1982).

Tabell 3.2 redovisar ur Figur 3.1 utvärderade värden för kohesionen och friktionsvinkeln samt de karaktäristiska värden som valts.

Tabell 3.2 Hållfasthetsparametrar

Utvärdering enligt RMS						Valda karaktäristiska värden		
Q-index	RMS-värde	C [MPa]	C^{medel} [MPa]	ϕ [°]	ϕ^{medel} [°]	C [MPa]	ϕ [°]	σ_{cm} [MPa]
0.1-1	23-44	0.7-1.1	0.9	22-32	27	0.8	25	2.5
1-4	44-56	1.1-1.6	1.4	32-36	34	1.3	34	4.9
4-10	56-65	1.6-2.2	1.9	36-43	40	1.8	40	7.7
>10	>65	>2.2		>43		2.5	45	12

Eftersom bergmassans egenskaper valts "försiktigt" enligt ovan, har de karaktäristiska materialvärdena även ansetts utgöra dimensionerande materialvärden. Detta innebär att partialkoefficienterna för bergets materialegenskaper satts lika med 1.0.

I Tabell 3.3 nedan redovisas en sammanställning av bergmassans dimensionerande värden för respektive Q-indexintervall.

Tabell 3.3 Dimensionerande egenskaper för bergmassan

Q-index	0.1-1	1-4	4-10	>10
Elasticitetsmodul, E [GPa]	2	7	14	26
Poissons tal, ν	0.25	0.25	0.25	0.25
Enaxiell tryckhållfasthet, σ_c [MPa]	2.5	4.9	7.7	12
Draghållfasthet, σ_t [MPa]	0	0	0	0
Kohesion, C [MPa]	0.8	1.3	1.8	2.5
Friktionsvinkel, ϕ [°]	25	34	40	45
Dilatationsvinkel, ψ [°]	7	7	7	7

Bergmassans densitet har antagits vara 2700 kg/m^3 .

3.2.2 Bergförstärkning

Vid dimensionering av bergförstärkningar har det förutsatts att dessa kommer att utföras med konventionella metoder som bergbultning och sprutbetong alternativt platsgjuten betong.

Bultning har förutsatts utföras med fullt ingjuten kamjärnsbult utan förspänning. Karaktäristisk flytspänning, f_{yk} , har förutsatts vara 370 MPa, vilket innebär att en bult med diametern 25 mm får en karaktäristisk bärförmåga, F_{yk} , på 182 kN. I säkerhetsklass 3 innebär detta att den dimensionerande bärförmågan, F_{yd} , är 132 kN ($\gamma_n=1.2$, $\eta\gamma_m=1.15$, enligt BBK 94, 1.1.1.4 och 2.3.1). Karaktäristisk brottöjning, ϵ_{yk} , har förutsatts vara 6%, vilket medför att den dimensionerande brottöjningen, ϵ_{yd} , är 4.35%.

För såväl sprutbetong som platsgjuten betong har det förutsatts tillverknings- och utförandeklass I, K40. Karaktäristisk tryckhållfasthet, f_{ck} , för K40 är enligt BBK 94, 2.4.1, 28.5 MPa. För säkerhetsklass 3 blir dimensionerande tryckhållfasthet, f_{cd} , för betong/sprutbetong 15.8 MPa ($\gamma_n=1.2$, $\eta\gamma_m=1.5$).

Draghållfastheten för oarmerad platsgjuten betongkonstruktion har bestämts enligt BBK 94, 2.4.2, vilket ger $f_{ctk}=1.95$ MPa resp. $f_{ctd}=1.1$ MPa i säkerhetsklass 3. Det har förutsatts att sprickarmering utförs som minimum. Denna har dock inte tillgodoräknats vid bestämning av dimensionerande hållfasthet.

Vid dimensionering av fiberarmerad sprutbetong har det förutsatts att det finns tre huvudfall:

1. Bärande huvudsystem berg - berg med god vidhäftning
2. Bärande huvudsystem berg - berg med dålig vidhäftning
3. Bärande huvudsystem berg och förstärkning i samverkan

Bärande huvudsystem berg - berg med god vidhäftning

I detta fall förutsätts att sprutbetongen används som ytförstärkning för att säkra lösa block som kan falla ned mellan bultarna. Sprutbetongen skall i detta fall bära genom vidhäftning mellan det omgivande berget och sprutbetongen. Dimensionerande gränsuttryck med hänsyn till risken för vidhäftningsbrott ges av:

$$\frac{\tau_{adk}}{\gamma_n \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m} \cdot \delta \cdot O_m - W_k \cdot \gamma_f \geq 0 \quad (6)$$

där

τ_{adk} =karaktäristisk vidhäftningshållfasthet

δ =bredden på den lastupptagande ytan

O_m =Omkretsen på den lastupptagande ytan

W_k =Blockets karaktäristiska tyngd

$\gamma_n=1.2$ (Säkerhetsklass 3)

$\gamma_f=\gamma_{Rd}=1.0$ (enligt ANV 0114)

γ_m enligt BKR 4:31 (har satts till 1.67)

Enligt Stille, et.al., 1988, är bredden på den lastupptagande ytan, δ , beroende av sprutbetongskiktets tjocklek, d , enligt:

$$d=40 \text{ mm} \Rightarrow \delta=25 \text{ mm}$$

$$d=60 \text{ mm} \Rightarrow \delta=30 \text{ mm}$$

$$d=80 \text{ mm} \Rightarrow \delta=35 \text{ mm}$$

Två olika nivåer på karaktäristisk vidhäftning har förutsatts, nämligen 0.5 resp. 0.8 MPa.

Använda partialkoefficienter enligt ovan ger en total säkerhetsfaktor mot vidhäftningsbrott på 2.0.

Bärande huvudsystem berg - berg med dålig vidhäftning

I detta fall förutsätts, liksom i fall 1), att sprutbetongen används som ytförstärkning för att säkra lösa block som kan falla ned mellan bultarna, men i detta fall skall sprutbetongen bära genom momentupptagning. Dimensionerande gränsuttryck med hänsyn till risken för böjbrott ges av:

$$\frac{f_{\text{flcrk}} \cdot d^2}{\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{\text{Rd}} \cdot 6} - M_{\text{brott}} \geq 0 \quad (7)$$

där

f_{flcrk} =karaktäristisk sprickspänning

d =sprutbetongskiktets tjocklek

M_{brott} =dimensionerande moment

För fiberarmerad sprutbetong har den karaktäristiska sprickspänningen, f_{flcrk} , satts till 3.9 MPa. I säkerhetsklass 3 blir den dimensionerande sprickspänningen, $f_{\text{flcr}}=2.8$ MPa ($\gamma_n=1.2$, $\gamma_{\text{Rd}}=1.0$ och $\gamma_m=1.15$)

Vid dimensionering med hänsyn till olyckslast skall, enligt ANV 0114, sprutbetongens seghet uppfylla kravet att den skall förmå bära lasten nätt och jämt vid en vinkeländring av 1/250, vilket motsvarar restspänningsnivån $R_{10,20}$. Detta innebär att sprutbetongen även måste uppfylla kravet:

$$\frac{f_{\text{flresk}} \cdot d^2}{\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{\text{Rd}} \cdot 6} - M_{\text{brott}} \geq 0 \quad (8)$$

där

f_{flresk} =karaktäristisk spänning vid en deformation motsvarande 1/250

Faktorn f_{flresk} skall bestämmas för produkten $f_{\text{flcrk}} \cdot R_{10,20}/100$. Detta ger då att $f_{\text{flresk}}=2.8$ MPa ($\gamma_n=1.0$, $\gamma_{\text{Rd}}=1.0$ och $\gamma_m=1.0$).

Bärande huvudsystem berg och förstärkning i samverkan

I detta fall skall sprutbetongen tillsammans med bultarna verkar sammanhållande på bergmassan så att bergets förmåga att bilda valv kan mobiliseras i erforderlig grad. Sprutbetongen kommer att bli utsatt för såväl tryckkrafter som moment. P.g.a. denna belastningssituation finns förutsättningar för att sprutbetongförstärkningen kommer att utsättas för deformationer. Härmed uppstår krav på sprutbetongens tryckhållfasthet, momentupptagande förmåga och ett större krav på seghet.

Dimensionerande tryckhållfasthet, f_{ccd} , för K40 är 15.8 MPa i säkerhetsklass 3, enligt ovan.

Dimensionerande draghållfasthet, vilket styr den momentupptagande förmågan, har förutsatts vara lika med den dimensionerande sprickspänningen, f_{fcr} , enligt ovan, dvs 2.8 MPa.

Vid dimensionering med hänsyn till olyckslast och risk för fortskridande ras skall, enligt ANV 0114, sprutbetongen nått och jämt klara att bära lasten vid en deformation som motsvarar en vinkeländring på 1/125, vilket motsvarar restspänningsnivån $R_{20,40}$. Kravet på sprutbetongens seghet blir för detta belastningsfall därför att produkten $f_{fcrk} \cdot R_{20,40}/100 \geq 2.8$ MPa.

3.3 Laster

Lastförutsättningar enligt Tunnel 95 har använts i tillämpliga delar. In-situspänningar i bergmassan har tagits fram med hjälp av spänningsmätningar. Inom Norra Länken 2 har spänningsmätningar utförts i två borrhål. Dock har spänningsmätningar utförda inom hela Stockholmsområdet utnyttjats för analys och fastställning av det för beräkningar använda spänningsfältet.

Följande dimensionerande in-situspänningstillstånd har förutsatts råda:

$$\sigma_H = 4.5 + 0.075 Z \quad (9)$$

$$\sigma_h = 3.0 + 0.0375 Z \quad (10)$$

$$\sigma_v = 0.027 Z \quad (11)$$

där

Z = djupet under markytan

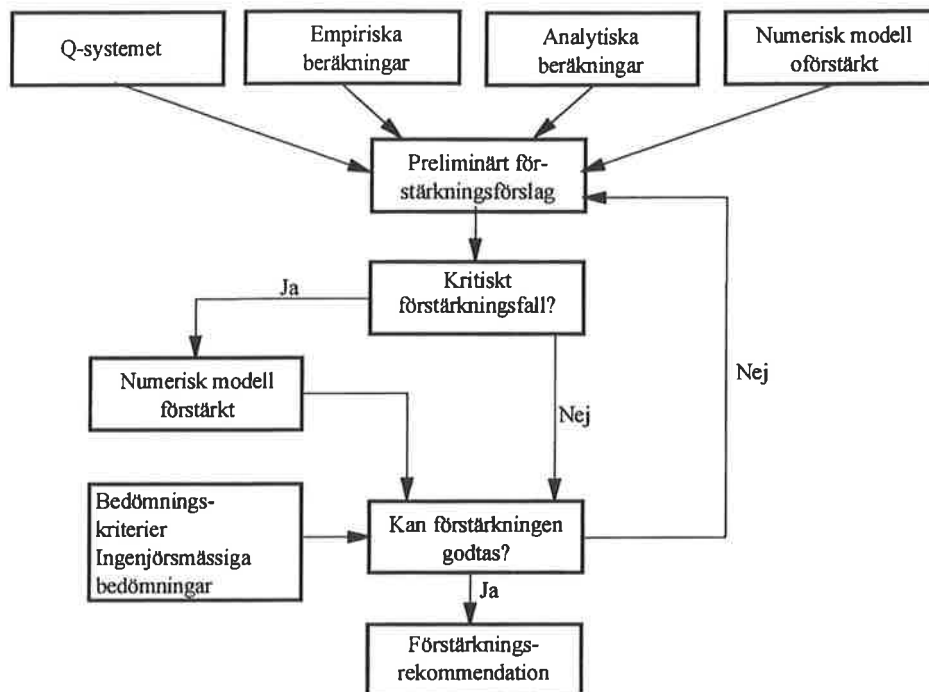
Den största horisontella in-situspänningen, σ_H , har förutsatts ha en bäring på ca N20V.

4 BERÄKNINGAR FÖR DIMENSIONERING AV FÖRSTÄRKNINGAR

4.1 Metodik

Det är väsentligt att slå fast att det inte existerar några helt säkra metoder att dimensionera bergförstärkning under projekteringsskedet av ett projekt. Därför är det mycket viktigt att utarbeta en metodik och fastställa de principer som skall gälla för dimensioneringen.

Den dimensioneringsmetodik som beskrivs i Figur 4.1 syftar till att, genom användning av olika dimensionerings- och beräkningsmetoder, komma fram till bästa möjliga uppskattning av erforderlig förstärkning.



Figur 4.1 Metodik för dimensionering av bergförstärkning.

Dimensioneringsmetodiken innebär att man för varje förstärkningsfall, med ett så brett dimensioneringsunderlag som möjligt, genom tillämpning av olika dimensionerings- och beräkningsmetoder, försöker komma fram till en så rimlig förstärkningsnivå som möjligt.

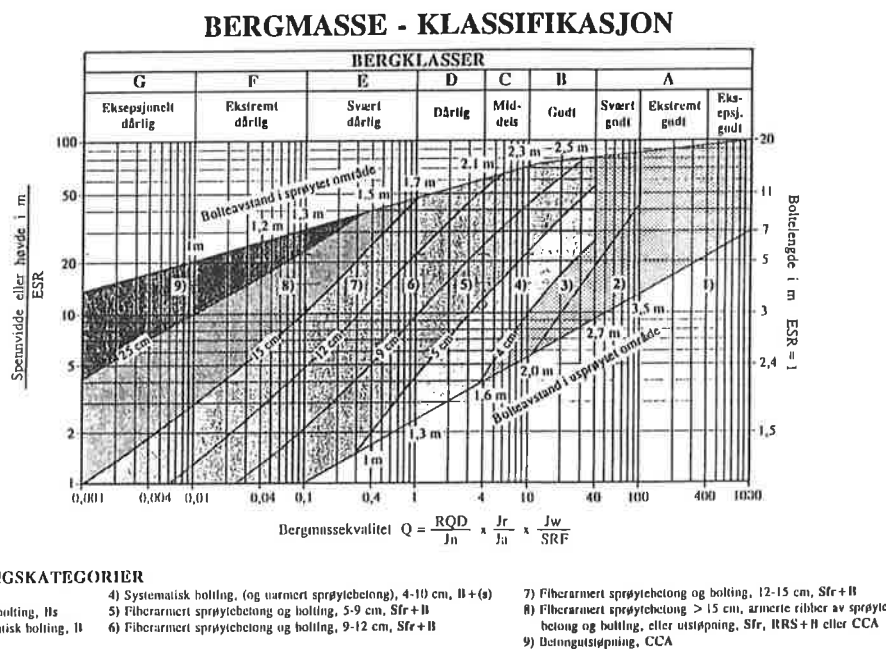
Den förstärkningsrekommendation som metodiken leder fram till skall ses som "en bästa uppskattning", som kommer att behöva anpassas till verkliga bergförhållanden vid själva utbrytningen. Målsättningen med dimensioneringen är alltså inte att exakt bestämma vilken förstärkning som skall installeras, utan snarare att ge en så bra uppskattning som möjligt för att möjliggöra en prognos av erforderlig förstärkning.

Hur väl man kommer att lyckas med dimensioneringen beror dels på hur väl metoderna tar hänsyn till de mekanismer som utbrytningen resulterar i, dels på hur väl man lyckas beskriva bergmassans egenskaper. Olika metoder tar hänsyn till olika mekanismer och parametrar, vilka man i regel inte känner till förrän man börjat bergschaktningsarbetena, om än då. Att endast förlita sig på en enda metod eller "kvalificerade gissningar" är sannolikt förknippat med stora risker eftersom samtliga metoder bygger på förenklingar av verkligheten.

I kommande avsnitt beskrivs innebörden av Figur 4.1 ur beräkningssynpunkt.

4.2 Q-systemet

Till Q-systemet finns olika typer av förstärkningsinsatser relaterade, se Figur 4.2. Dessa förstärkningsinsatser har sammanställts ur erfarenheten från väl dokumenterade praktikfall. För att relatera Q-index till erforderlig förstärkningsinsats för en underjordsanläggning har ytterligare en faktor införts, nämligen "the equivalent dimension", D_e . Denna dimension fås fram genom att dividera spännvidden, diametern eller vägghöjden på utbrytningen med en kvantitet kallad "excavation support ratio", ESR. Kvantiteten ESR är relaterad till vad anläggningen är tänkt att användas till samt till vilken grad som viss instabilitet är accepterad. För Norra Länken 2 har ett ESR-värde=1 använts.



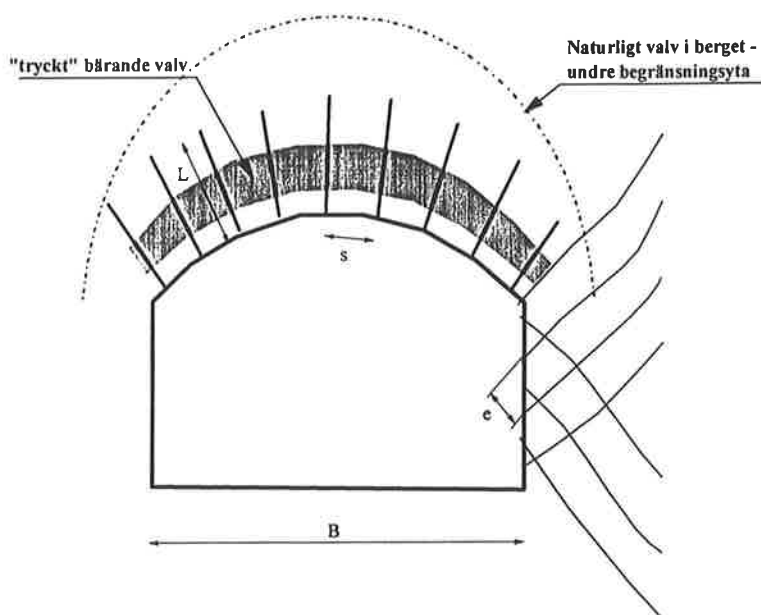
Figur 4.2 Förstärkningsinsats som funktion av Q-index och D_e (Norsk Betongforening, 1993).

Att lägga märke till när det gäller uppskattning av förstärkningsbehovet med Q-systemet är att metoden inte tar hänsyn till aktuell bergtäckning eller aktuell sprickgeometri i förhållande till tunnarnas orientering. Metoden specificerar inte heller vilken bultdiameter som förstärkningen avser. Eftersom metoden baserar sig på "case studies" av utförd förstärkning i olika situationer, för vilka installerad förstärkning medfört stabila förhållanden, är det oklart vilken säkerhetsfaktor mot instabilitet förstärkningen medför. Förstärkningen kan alltså ha en säkerhetsfaktor från 1 och uppåt.

4.3 Empiriska beräkningsmetoder

I litteraturen finns olika empiriska beräkningsmetoder tillgängliga för förstärkningsdimensionering. Dimensioneringsvillkoren i dessa empiriska metoder är ofta baserade på erfarenhetsmässiga tumregler. De olika metoderna förutsätter ofta att antagande görs om bergmassans respons på att en utbrytning görs, dvs det krävs att man tar ställning till vilken brott- och deformationsmekanism som kommer att uppstå i det aktuella dimensioneringsfallet. Nedan ges ett exempel på en empirisk beräkningsmetod som använts inom Norra Länken 2.

Vid användande av denna dimensioneringsmetod har det förutsatts att någon form av löskärna uppstår i bergrummets tak, vilken skall stabiliseras genom att installera förstärkning (bultar) på ett sådant sätt att ett "tryckt" bärande valv skapas, Figur 4.3.



Figur 4.3 Beteckningar och princip för valvbildande bultning.

Den bärande tryckbågen som uppstår genom valvbildande bultning anses vara ett resultat av flera olika mekanismer i samspelet mellan berg och bult, bl.a. olika typer av kilverkan och tvärtöjning i berget tvärs bulten spelar roll, liksom det förhållandet att bultningen förhindrar berget att röra sig in i bergrummet. Detta leder till att den uppsprickning och uppluckring som orsakas av spänningsomlagringar vid rummets utbrytning reduceras. Ofta används förspända bultar. Teoretiska resonemang och praktiska erfarenheter talar dock för att även icke förspända, ingjutna bultar (slakbultar) kan ge samma förstärkningseffekt sedan vissa rörelser skett i bergmassan. Sker slakbultningen nära drivningsfronten, är det troligt att en del av dessa rörelser "automatiskt" påföres bulten, eftersom inspänningsförhållandena p.g.a. närheten till fronten ännu ej medgivit slutlig spänningsomlagring och deformation.

Denna beräkningsmetod beskrivs i Bjurström och Heimersson (1975).

Dimensionering av valvbildande bultning sker vanligen med utgångspunkt från en vald bultlängd, L , som valts med hänsyn till dels spännvidden, B , dels bergets sprickighet (sprickavstånd), e . För tunnlar och bergrum med spännvidden $B > 6$ m bör bulten ha en minimilängd enligt Ekv. (12).

$$L \geq \frac{1}{4} \cdot B \quad (12)$$

För att förankring skall kunna ske i partier som ej påverkats i större omfattning av utsprängningen bör bultlängden också uppfylla Ekv. (13).

$$L > 3 \cdot e \quad (13)$$

Största värdet beräknat med Ekv. (12) och (13) väljes.

Bultavståndet, s , baseras bl.a. på det representativa avståndet mellan uppträdande sprickor och slag, e . Härvid förutsättes att mer än 90 % av avstånden mellan uppträdande sprickor överstiger värdet e . Lämpligt bultavstånd bestäms då av följande villkor.

$$s \leq 3 \cdot e \quad (14)$$

Härutöver krävs för att förstärkningen skall fungera att förhållandet mellan s och L uppfyller villkoret enligt Ekv. (15).

$$s < 0.5 \text{ à } 0.7L \quad (15)$$

Minsta värdet på s erhållet från Ekv. (14) och (15) väljes.

Dimensioneringsreglerna redovisade i Ekv. (12)-(15) förutsätter att ingen sprutbetong utförs. Bjurström och Heimersson (1975) anger dock att om bultningen kompletteras med armerad sprutbetong kan bultavståndet enligt Ekv. (14) ökas upp till $6 \cdot e$.

Lägg märke till att inte heller denna dimensioneringsmetod ger erforderlig bultdiameter. Rådande bergkvalitet, in-situspänningssituation och bergtäckning tar metoden heller inte hänsyn till.

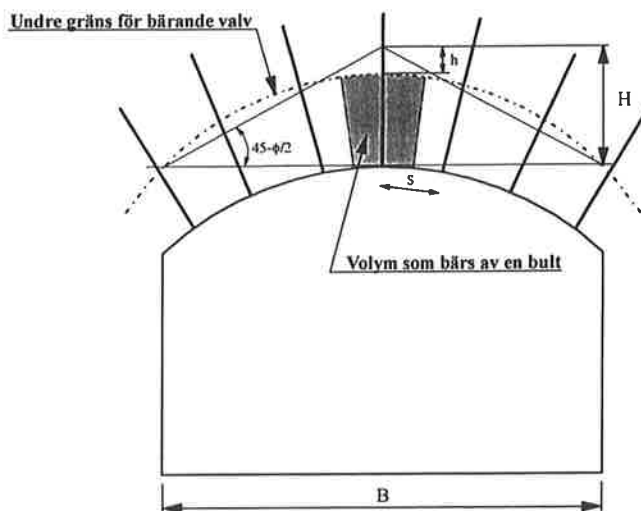
4.4 Analytiska beräkningsmetoder

Liksom för empiriska dimensioneringsmetoder existerar även ett antal olika analytiska metoder i litteraturen. Det som är karaktäristiskt för dessa metoder är att de ofta har begränsad giltighet för en viss typ av problem eller belastningsfall. Ett på senare tid populärt beräkningskoncept/analysverktyg för förstärkningsproblem är det sk "Ground Reaction Curve" (GRC) konceptet. För praktisk användning vid dimensionering av förstärkning är dock GRC-metoden tyvärr begränsad till problem för vilka in-situspänningstillståndet är hydrostatiskt, dvs den horisontella och vertikala in-situspänningen är lika stora. Detta är dock sällan fallet när det gäller ytligt förlagda underjordsanläggningar.

Nedan beskrivs olika typer av analytiska beräkningar som använts vid dimensionering av bergförstärkning för Norra Länken 2.

4.4.1 Upphängning av löskärna

Vid utnyttjande av denna dimensioneringsmetod har det antagits att en löskärna bildas i taket. Förstärkningside'n bygger på att bultar skall installeras så att dessa bär upp tyngden av löskärnan, varvid varje bult skall bära upp det i Figur 4.4 skrafferade området.



Figur 4.4 Upphängning av löskärna i ovanförliggande fast berg.

Problemet härvid är att uppskatta volymen potentiellt lösbjerg. Löskärnans utsträckning ger också en idé om hur långa bultarna bör vara. För uppskattning av löskärnans storlek redovisar litteraturen flera olika metoder, t.ex. kan en cirkel konstrueras runt tunneln, vilken helt inskriver tunneln. Denna metod underskattar sannolikt löskärnans storlek, eftersom den inte tar hänsyn till varken bergets kvalitet eller rådande belastningsförhållanden, utan endast tunnelns form. Med denna metod blir t.ex. löskärnans volym noll om tunneln är cirkulär, oberoende av bergkvaliteten. Ett annat sätt är att räkna fram maximal höjd på löskärnan med antagande om bergmassans friktionsvinkel och tunnelns bredd, B. Löskärnans totala höjd, H, ges då av sambandet:

$$H = \frac{B}{2} \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (16)$$

Det är dock osannolikt att löskärnan får en så spetsig form. Därför har den totala höjden minskats med h, enligt Figur 4.4. Vid beräkning av erforderligt bultavstånd, s, som ges av Ekv. (17) har avståndet "h" antagits bero av bredden, B, enligt:

$$B=11 \text{ m} \Rightarrow h=0.5 \text{ m}$$

$$B=16 \text{ m} \Rightarrow h=0.8 \text{ m}$$

$$B=23 \text{ m} \Rightarrow h=1.1 \text{ m}$$

$$s = \sqrt{\frac{F_{yd}}{(H - h) \cdot \rho \cdot g}} \quad (17)$$

där

F_{yd} =Dimensionerande bärighet för bulten

ρ =Bergmassans densitet

g =Tyngdaccelerationen

Denna dimensioneringsmetod ger sannolikt ett för tätt bultmönster, p.g.a. att:

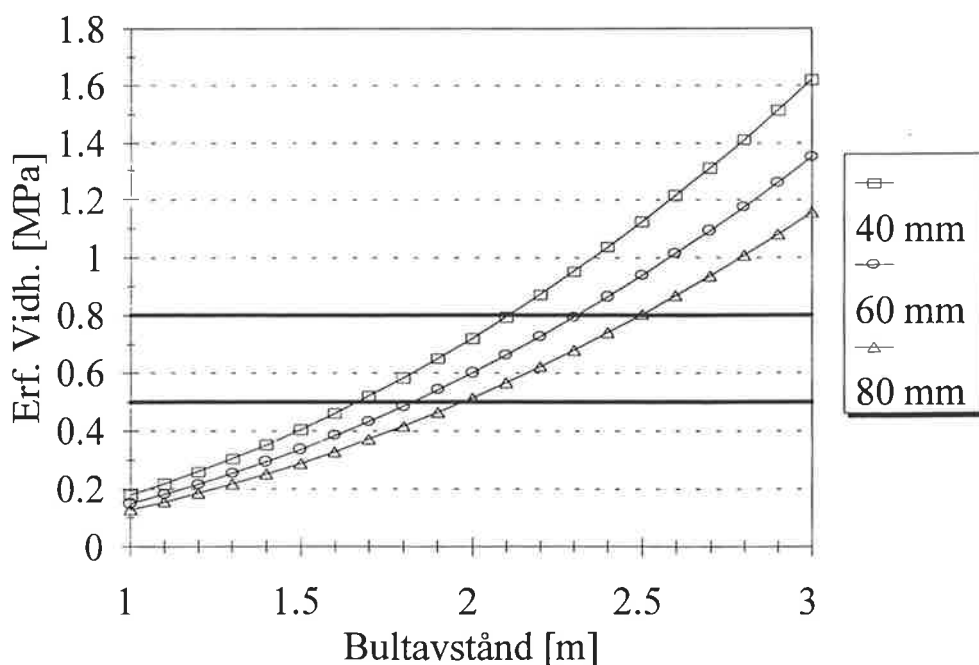
- samverkan mellan bultarna inte tillgodoräknas
- löskärnans höjd sannolikt överskattas, särskilt vid bra bergkvalitet i samband med relativt höga horisontalspänningar, vilka verkar stabiliserande utan att berget plasticeras (går i brott)
- bultarna dimensioneras baserat på löskärnans största höjd, vilket ger en överdimensionering av bultarna som är placerade ute vid anfangen eftersom löskärnans höjd är mindre där
- hänsyn har inte tagits till löskärnans kohesion, vilket sannolikt ger en överskattnig av dess höjd

4.4.2 Analytisk beräkning av sprutbetongtjocklek

Baserat på en sammanvägning av ovan beskrivna dimensioneringsmetoder samt utförande av en oförstärkt numerisk modell enligt avsnitt 4.5 nedan, har lämpliga bultavstånd tagits fram, vilka sedan legat till grund för analytisk beräkning av erforderlig sprutbetongtjocklek. Vid framtagning av lämpliga bultavstånd har även en praktisk aspekt vägts in, nämligen att antalet bultklasser bör vara så få som möjligt för att underlätta beslutsprocessen vid tunneldrivningen.

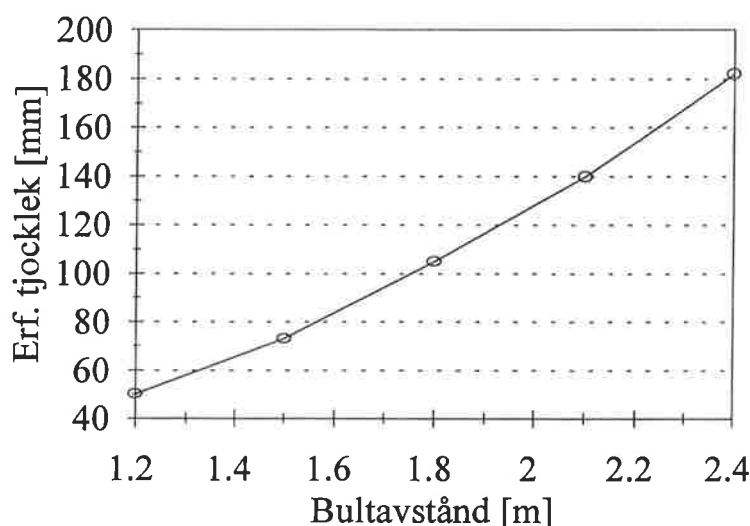
Vid analytisk beräkning av sprutbetongtjocklek har det antagits att sprutbetongen belastas plant av potentiellt löst berg som kan falla ned mellan bultarna. Det potentiellt lösa berget har antagits ha formen av en pyramid, vars lutande sidor bildar 45° vinkel mot horisontalplanet.

Med hjälp av Ekv. (6) och bultavstånd kan diagrammet i Figur 4.5 konstrueras. Detta diagram har sedan använts för att bestämma erforderlig sprutbetongtjocklek då vidhäftningen överstiger 0.5 MPa eller 0.8 MPa. Härvid har 40 mm utgjort minimitjocklek.



Figur 4.5 Erforderlig vidhäftning som funktion av bultavstånd för 45° pyramidlast.

Då vidhäftning inte kan förutsättas, dvs då vidhäftningskapaciteten mellan sprutbetong och berg är mindre än 0.5 MPa, har det förutsatts att sprutbetongen skall bära lasten med hjälp av böjmotståndet. Dimensionering har i detta fall skett med avseende på momentbelastning. Dimensionerande momentkapacitet hos sprutbetongen ges då av den första termen i Ekv. (7). Det dimensionerande momentet uppstår vid sprutbetongens infästning, dvs vid bultbrickan. Dimensionerande moment har beräknats för olika bultavstånd vid konisk belastning med hjälp av ett finita element program för axialsymmetriska skal (Fredriksson, 1994). Det har härvid förutsatts att bultbrickan är monterad utanpå sprutbetongen och har en diameter på 160 mm. I diagrammet i Figur 4.6 redovisas erforderlig sprutbetongtjocklek som funktion av bultavståndet.



Figur 4.6 Erforderlig sprutbetongtjocklek som funktion av bultavståndet vid momentbelastning från en 45° konisk belastning.

4.4.3 Tyngdkraftsbelastat valv

Denna dimensioneringsmetod har använts för att som en första ansats uppskatta erforderlig tjocklek på sprutbetonglining eller platsgjuten betonglining i det fall förstärkningen ensamt utgör bärande huvudsystem. Metoden bygger på att sprutbetongen/betongen tar upp lasten genom valvverkan, varvid endast tryckbelastning uppstår i valvet.

Två olika belastningsfall har studerats, nämligen sinusfördelad last Ekv. (18), Holmgren (1992) och jämnt utbredd last Ekv. (19), Stille och Nord (1990).

$$t = \frac{2 \cdot B \cdot q}{6.3 \cdot f_{\text{ccd}}} \cdot \sqrt{1 + \frac{B^2}{10 \cdot f^2}} \quad (18)$$

$$t = \frac{q \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot f_{\text{ccd}}} \quad (19)$$

där

t =Erforderlig tjocklek på sprutbetongen/betongen

B =Spännvidden

q =Belastningen

f =Pilhöjden

f_{ccd} =Dimensionerande tryckhållfasthet

Vid användning av Ekv. (18) och (19) är det viktigt att vara medveten om att dessa inte tar hänsyn till eventuella tvångsdeformationer, vilket ofta leder till en underskattning av erforderligt tjocklek på liningen. Storleken på tvångsdeformationerna är beroende av i huvudsak två faktorer, nämligen (1) avståndet till brytningsfronten och (2) tidsberoende deformationer. Effekten av avståndet till brytningsfronten kan uppskattas med två- eller tredimensionella beräkningsmetoder, medan effekten från de tidsberoende deformationerna är betydligt svårare att få grepp om. I utförd dimensionering för Norra Länken 2 har de tidsberoende deformationerna negligerats.

4.5 Oförstärkt numerisk modell

Syftet med en oförstärkt modell är att, för varje förstärkningsfall, få en uppfattning om den generella responsen avseende deformationsmönster, deformationers storlek, spänningskoncentrationer, risk för skjuvbrott och dragbrott, etc, i det fall att bergmassan runt utbrytningen lämnas oförstärkt.

För att utreda vilka hållfasthetsparametrar som styr olika mekanismer har för varje förstärkningsfall beräkningarna gjorts i tre delsteg under antagande att bergmassan uppför sig som ett homogent och isotropt kontinuum. I steg 1 har den linjär-elastiska responsen beräknats, varvid ingen plasticering av bergmassan kan ske. Steg 2 har utgjorts av resultatet från en ren elasto-plastisk respons. Det tredje och sista steget har utgjorts av bergmassans elasto-plastiska respons under det att draghållfastheten satts till noll.

4.6 Preliminär förstärkning

Den preliminära förstärkningen enligt Figur 4.1 har tagits fram genom en sammanvägning av tillämpliga beräkningsmetoder för varje förstärkningssituation enligt ovan.

4.7 Förstärkt numerisk modell

Förstärkningsfall som bedömts som kritiska har testats i en förstärkt numerisk modell. Beroende på aktuell geometri och förstärkningsfallets karaktär har beräkningarna utförts med 2- eller 3-dimensionell modell. Samtliga numeriska beräkningar har utförts med antingen med FLAC, FLAC^{3D}, UDEC eller 3DEC under antagande att bergmassan uppför sig som ett homogent och isotropt kontinuum. Vid utvärderingen av de förstärkta numeriska modellerna har påkänningen i aktuella förstärkningselement utvärderats och jämförts med dimensionerande värden. Ovan nämnda programvaror ger möjlighet att direkt i programmet ta fram bultlaster, medan påkänningen i betong/sprutbetong måste utvärderas genom hänsyntagande till både axiella laster och moment, i efterhand.

För utvärdering av kantspänningen i platsgjuten betong och sprutbetong har härvid följande ekvation utnyttjats:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot z}{I} \quad (20)$$

där

N=Axiella kraften

A=Tvärsnittsarean

M=Momentet

z=Avståndet från kant till neutrala lagret

I=Yttröghetsmomentet

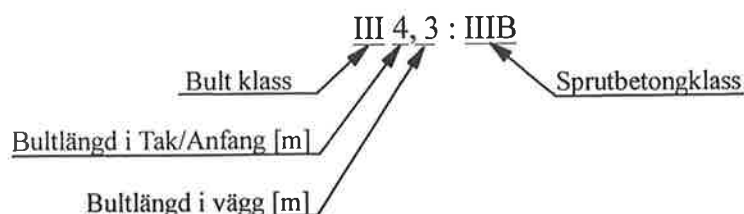
Vid modellering av förstärkning har det visat sig att påkänningen i förstärkningselement ofta är starkt beroende på var de installeras i förhållande till drivningsfrontens läge. Därför har de förstärkta modellerna utförts för olika antaganden om hur mycket av de totala deformationerna som hunnit utvecklas innan förstärkningen installeras. Härvid har en studie av Chang (1990) utnyttjats, vilken indikerar att 35-80% av de totala deformationerna har hunnit utvecklas då tunnelfronten passerat aktuell tunnelsektion med en tunnelradie. Vid numeriska beräkningar har påkänningarna i förstärkningen beräknats för två olika nivåer på fördeformationer, nämligen 50 och 80%.

4.8 Förstärkningsrekommendation

Vid framtagning av den slutliga förstärkningsrekommendationen för en förstärkningssituation har dels kvantitativa bedömningskriterier utnyttjats (t.ex. dimensionerande bulttöjning, se avsnitt 3.2.2), dels ingenjörsmässiga bedömningar baserade på de för den preliminära förstärkningen utförda beräkningarna. Detta innebär att en sammanvägning av ett brett underlag legat till grund för den slutliga rekommendationen.

Dimensionering av bergförstärkningen för Norra Länken 2 har omfattat ett stort antal olika förstärkningsfall, både sk typfall och specialfall som t.ex. korsningar med befintlig tunnelbanetunnel med endast ca 3.5 m berg mellan tunnelrören.

För de sk "typförstärkningarna" har rekommenderad förstärkning föreslagits för kombinationer av tre huvudparametrar, nämligen (1) tunnelns spännvidd, (2) rådande bergtäckning och (3) bergmassans kvalitet. I Tabell 4.1 redovisas vad använda bult- och sprutbetongklasser innebär. Tabell 4.2 redovisar de i prognosen föreslagna förstärkningsinsatserna som funktion av ovan uppräknade huvudparametrar. Härvid har följande beteckningssystem använts:



Tabell 4.1 Bult- och sprutbetongklasser.

Bultar			Fiberarmerad Sprutbetong		
Klass	Bultavstånd [m]		Klass	Tjocklek [mm]	
	Tak/Anfang	Vägg		Tak/Anfang	Vägg
I	S	S	IA	40	0
			IB	60	0
II	2.0	S	IIA	40	0
			IIB	80	0
III	2.0	2.0	IIIA	40	0
			IIIB	80	0
IV	1.7	1.7	IVA	40	40
			IVB	60	40
			IVC	90	40
V	1.4	1.4	VB	40	40
			VC	70	40

S=Selektiv bultning

A=Vidhäftning=0.8 MPa

B=Vidhäftning=0.5MPa

C=Vidhäftning=0 MPa

Tabell 4.2 Rekommenderad förstärkning för typfall (Typförstärkning)

Tabel 12 Riktlinjer för utvalning av Q-index för sprutbetong

SPÄNNVIDD 8-11 m			
Q-index	Bergtäckning 5-10 m	Bergtäckning >10 m	Anm
>10	I3,3:IA	I3,3:IA	
4-10	II3,3:IIA	I3,3:IA	
1-4	III3,3:IIIB	II3,3:IIIB	
0.1-1	IV4,4:IVC	IV4,3:IVC	b=1-5 m
0.1-1	IV4,4:IVC	IV4,4:IVC	b>5 m
<0.1	Platsgjuten betong/sprutbetonglining. Dimensioneras från fall till fall		
SPÄNNVIDD 11-16 m			
Q-index	Bergtäckning 5-10 m	Bergtäckning >10 m	Anm
>10	II4,4:IIA	I4,3:IA	
4-10	III4,4:IIIA	II4,4:IIA	
1-4	IV5,4:IVB	II5,4:IIIB	
0.1-1		V5,4:VC	b=1-5 m
0.1-1		V5,5:VC	b>5 m
<0.1	Platsgjuten betong/sprutbetonglining. Dimensioneras från fall till fall		
SPÄNNVIDD 16-23 m			
Q-index	Bergtäckning 5-10 m	Bergtäckning >10 m	Anm
>10	III5,4:IIIA	II5,4:IIA	
4-10	IV5,4:IVA	IV5,4:IVA	
1-4		IV5,4:IVB	
0.1-1		V5,4:VC	b=1-5 m
0.1-1		V5,5:VC	b>5 m
<0.1	Platsgjuten betong/sprutbetonglining. Dimensioneras från fall till fall		

b=zonbredd

För de förstärkningsfall som inte faller inom ramen för ovan redovisade typförstärkningar har speciella beräkningar utförts för varje enskilt fall baserade på samma dimensioneringsmetodik som redovisats ovan.

5 DISKUSSION

Utförda förundersökningar, bergklassificeringar och dimensioneringar har resulterat i en prognos för bergkvalitet och erforderligt förstärkningsbehov, vilka redovisats på ritningar. Vid förstärkningsdimensioneringen har, som ovan redan nämnts, tre huvudparametrar studerats: (1) utbrytningens spännvidd, (2) bergtäckningen och (3) bergmassans kvalitet. De två första parametrarna har i de flesta fall kunnat definieras med relativt god precision. Fördelningen av bergmassans kvalitet längs tunnelsystemet, däremot, kan anses vara en stor osäkerhetsfaktor. Detta är naturligt mot bakgrunden att endast 17 st kärnborrhål utförts för en total utbrytningsvolym på ca 1 milj. m³. Därför har stor möda lagts ned på att ta fram ett förstärkningssystem som är flexibelt nog för att kunna fungera även om de verkliga förhållandena avviker från prognosen. Det är dock viktigt att inse att föreslagna förstärkningsåtgärder utgör just en prognos som kommer att behöva justeras i byggfasen när de verkliga förhållandena blir kända.

Införandet av Tunnel 95 har inneburit ett avvikande synsätt på dimensionering av bergförstärkning än vad som traditionellt tillämpats, både vad gäller själva dimensioneringen och vad gäller redovisningen. Tillämpningen av partialkoefficient-metoden innebär sannolikt att en viss överförstärkning kommer att ske. Utförda beräkningar för de båda entreprenaderna finns sammanfattade i rapportform hos Vägverket i "Norra Länken 2, Roslagstull Bygg – Förutsättningar, dimensioneringsprinciper, och beräkningar avseende bergförstärkning och tätning" (Rosengren, et.al., 1995) och i "Norra Länken 2, Värtan Bygg – Förutsättningar, dimensioneringsprinciper, och beräkningar avseende bergförstärkning och tätning" (Rosengren, et.al., 1996).

6 REFERENSER

ANV 0114 Bergteknik, dimensioneringsgrunder för användning vid bergförstärkning med sprutbetong. Anvisningar för Ringen och Yttre Tvärleden, Vägverket Region Stockholm, 1994-12-13.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.

Barton, N. (1976) Recent experiences with the Q-system of tunnel support design. *Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg*, Vol. 1, pp. 107-117.

Barton, N., Löset, F., Lien, R. and Lunde, J. (1980) Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. *Subsurface Space*. Pergamon.

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

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

Bieniawski, Z. T. (1976) Rock mass classification in rock engineering. *Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg*, Vol. 1, pp. 97-106.

Bieniawski, Z. T. (1978) Determining of rock mass deformability. Experience from case histories. *Int. J. of Rock mechanics and Mining Service*, Vol 15, No. 5.

Bieniawski, Z. T. (1979) The geomechanics classification in rock engineering applications. Int. Congress of Rock Mechanics, Montreaux, Vol. 2.

Bjurström, S. och Heimersson, M. (1975) Bergbultning - Dimensionering, praxis och tillämpningar. BeFo Nr. 8.

BKR 94, Boverkets konstruktionsregler, föreskrifter och allmänna råd, BFS 1993:58.

Chang, Y. (1990) A summary of the literature study on effects of the tunnel's advancing face. royal Inst. of Technology, Dep. of Soil and Rock Mechanics, Report No. 25.

Fredriksson, A. (1994) Bergmekanik, Dimensionering av sprutbetong. Södra Länken, PM 1994-02-15.

Holmgren, J. (1992) Bergförstärkning med sprutbetong, Vattenfall.

Norsk Betongforening (1993) Spröytebetong til fjellsikring. Norsk Betongforening, publikasjon nr. 7.

RiBB Ringengemensam byggnadsteknisk beskrivning, utgåva 2, Vägverket Region Stockholm, publikation ÖVR 0025:2, oktober 1995.

Rosengren, L., Olofsson, S-O., Israelsson, J., Bergman, M., Hakami, H., Bognar, S., Sjöström, Ö. och Hallin, A. (1995) Norra Länken 2, Roslagstull Bygg – Förutsättningar, dimensioneringsprinciper och beräkningar avseende bergförstärkning och tätning. KM/FFNS rapport till Vägverket, Region Stockholm, 1995-05-05 (Reviderad 1995-11-30 och 1996-05-10).

Rosengren, L., Olofsson, S-O., Israelsson, J., Bergman, M., Hakami, H., Bognar, S., Sjöström, Ö., Salomonson, J., Hallin, A. och Wagenius, J. (1996) Norra Länken 2, Värtan Bygg – Förutsättningar, dimensioneringsprinciper och beräkningar avseende bergförstärkning och tätning. KM/FFNS rapport till Vägverket, Region Stockholm, 1996-11-29.

Serafim, J. L. and Pereira, J. P. (1983) Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, 1, II.33-42.

Stille, H. (1982) Bergmekanik för väg- och vattenbyggare. Kompendium

Stille, H., Johansson, R. and Nord, G. (1988) Rock support and excavation under various conditions. Int. Symp. on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, New Delhi, India.

Stille, H. och Nord, G. (1990) "BERMEKANIK DEL 2", Inst. för Jord- och Bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm 1990.

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

"Värtan" and "Roslagstull" are parts of the large infrastructure project called "Stockholm's Ringroad" and consist of a relatively complicated shallow tunnel system. In all, approximately one million cubic meters of rock will be excavated. The design phase started during the Fall of 1993. At that time, there was a lack of guidelines and regulations for the design of the road tunnels in rock. However, in July 1995, the Swedish National Road Administration released "Tunnel 95", which contains regulations and guidelines concerning tunnel and rock reinforcement design as well as how calculations and other supporting material are to be documented. Because Tunnel 95 refers to the general Swedish design regulation, BKR 94, the design of the tunnels and tunnel reinforcement are to be carried out using the so-called "partial coefficient method".

This paper presents the basis, design principles and calculations carried out in order to determine required reinforcement and fulfill the demands stated in Tunnel 95. The paper also presents and discusses different rock-mechanical analysis methods, such as the Q-system, analytical, empirical and numerical methods, and how these have been used in the design of rock reinforcement.

The paper emphasizes that the proper application of the reinforcement design procedure involves establishing as wide a range of the design bases as possible (i.e., to make a "best estimate" rather than to exactly determine the required reinforcement). Considerable effort has been taken to design a reinforcement system that is sufficiently flexible to take care of anticipated deviations from the conditions determined in the prognosis.

SWELLEX[®] IN WEAK ROCK FORMATIONS

Swellex[®] i svagt berg

Ulf Håkansson, Atlas Copco, Hong Kong
Chunlin Li, Luleå University of Technology

1. INTRODUCTION

The use of Swellex in weak rock formations has grown rapidly world-wide during recent years, and consequently the demand to understand the function under such conditions has also increased. The function of Swellex in hard, elastic, rock has been thoroughly reported earlier (Wijk & Skogberg, 1982), and the objective of the present paper is therefore to demonstrate the function of Swellex when expanded in soft, elasto-plastic, rock.

The radial stress distribution is shown, which is an important parameter in choosing the optimum bolt spacing in order to achieve a certain arching effect or confinement between the bolts. In an elasto-plastic material, a zone of "plastic" (or fractured) material will develop in the vicinity of the hole, provided that the stress situation is such that the yield strength of the material has been exceeded. The stress distribution in the elasto-plastic material, depends on the intact as well as the post-failure material properties. The stress distribution will be different in an elasto-plastic material, leading to higher radial stress further away from the hole, as compared to an elastic material.

It is also shown that the deformation of the hole, due to the expansion, is much greater in the elasto-plastic material, which makes the pre-expansion hole size and the material properties important parameters.

Moreover, the pull-out resistance will increase in soft rock, with a low E-modulus, as compared to hard rock, with a high E-modulus. However, this depends on the final shape of the expanded bolt, which will be shown and discussed.

An analytical model is presented together with numerical calculations for a simple geometry involving one bolt. A numerical analysis is also performed for a more complicated case, involving two and four bolts, respectively.

2. THEORY

The elasto-plastic theory is based on the well known "thick cylinder" problem commonly used in mechanical analysis. Following the geotechnical convention, tensile stresses and strains resulting in an elongation of an element are regarded as negative. The latter implies that a deformation towards the circular hole is negative. The analysis is performed assuming the Mohr-Coulomb failure criteria.

Consider a long thick-walled cylinder in a homogeneous, isotropic, initially elastic rock mass, whose cross section has the dimensions shown in Fig. 2.1. The inner radius of the cylinder is r_i , and the outer radius is r_o . The internal pressure in the cylinder is P_i and the external hydrostatic pressure is P_o . The problem is solved by using cylindrical coordinates and assuming plane-strain conditions.

Static equilibrium of an infinitesimal element implies that,

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \quad (2.1)$$

and geometrical compatibility that,

$$\varepsilon_r = -\frac{du}{dr} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_t = -\frac{u}{r} \quad (2.3)$$

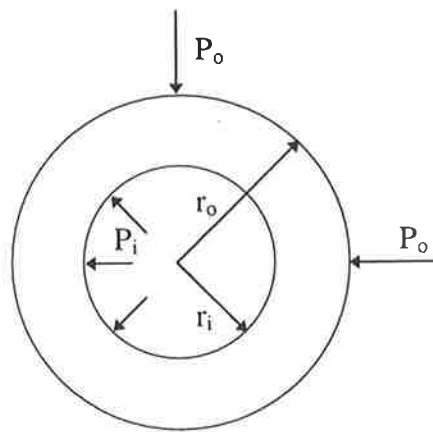


Figure 2.1. Thick-walled cylinder dimensions.
Figur 2.1. Den tjockväggiga cylinderns dimensioner.

Stress distribution in the elastic zone

When a Swellex bolt is inflated and expanded in soft rock, a zone of plastic (fractured) material can be generated around the borehole. The extent of the plastic zone is defined by the radius r_e , see Figure 2.2. Outside the plastic zone the material remains in an elastic state, and the radial stress, at the elasto-plastic boundary, is given by σ_{re} (Eq.(2.17)).

The generalized Hooke's law under the plain strain condition, relating strains to stresses is used together with the following boundary conditions,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_i \text{ at } r = r_i \\ \sigma_r &= P_o \text{ at } r = r_o \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

which means that general equations for the radial and tangential stresses at any point of an elastic cylinder are obtained, as

$$-\sigma_r = C_1 - \frac{C_2}{r^2} \quad (2.5)$$

$$-\sigma_t = C_1 + \frac{C_2}{r^2} \quad (2.6)$$

where

$$C_1 = \frac{P_i r_i^2 - P_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \quad \text{and} \quad C_2 = \frac{(P_i - P_o) r_i^2 r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \quad (2.7)$$

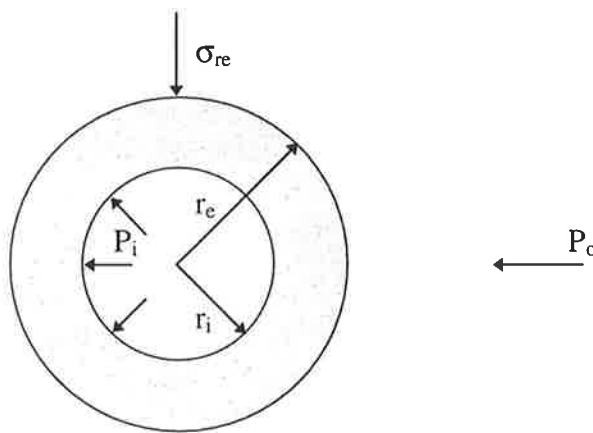


Figure 2.2. The plastic (fractured) zone reaches out to radius r_e . Outside the zone the material remains elastic.

Figur 2.2. Den plastiska (uppspruckna) zonen når ut till radien, r_e . Utanför denna zon förblir materialet elastiskt.

The above equations, Eq.(2.5-7), are only valid in elastic condition. For the case of elasto-plastic condition, the internal pressure, P_i , must be replaced by σ_{re} and the inner radius, r_i , with r_e , respectively. For the problem at hand it should also be noted that since the radius r_o approaches infinity ($r_o \rightarrow \infty$), the constants in Eq.(2.7) reduces to

$$C_1 = -P_o \quad (2.8)$$

$$C_2 = (\sigma_{re} - P_o)r_e^2 \quad (2.9)$$

and the stresses in the elastic zone becomes

$$\sigma_r = P_o - (P_o - \sigma_{re})\left(\frac{r_e}{r}\right)^2 \quad (2.10)$$

$$\sigma_t = P_o + (P_o - \sigma_{re})\left(\frac{r_e}{r}\right)^2 \quad (2.11)$$

Stress distribution in the plastic zone

In order to arrive at a solution for the plastic conditions a failure criterion must be introduced. The Mohr-Coulomb criterion is often used to describe the strength of soft rock, i.e.

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + a(k - 1) \quad (2.12a)$$

or, by observing that the radial stress is the maximum principal stress,

$$\sigma_r = k\sigma_t + a(k - 1) \quad (2.12b)$$

where $k = (1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)$ and $a = C/\tan \phi$ (see Figure 2.3), ϕ is the friction angle and C is the cohesion. The strength of plastic (fractured) rock is limited by the "residual" values of the friction angle, ϕ_r and cohesion, C_r (see Figure 2.3).

The equilibrium conditions given by Eq.(2.1) must be satisfied throughout the problem domain. In the plastic zone, σ_r and σ_t are related through Eq.(2.12). Substituting Eq.(2.12) into Eq.(2.1) gives

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{(\sigma_r + a_r)\left(1 - \frac{1}{k_r}\right)}{r} = 0 \quad (2.13)$$

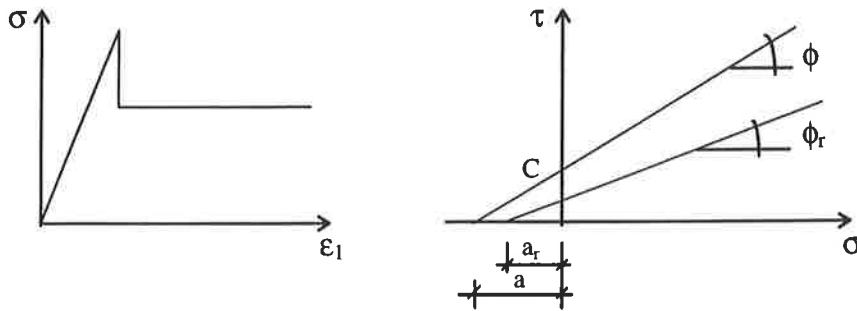


Figure 2.3 Stress-strain relationship for elasto-plastic material and failure envelop for intact and plastic (fractured) rock, respectively.

Figur 2.3. Spänning-töjnings samband för ett elasto-plastiskt material samt brott envelop för intakt respektive plastiskt (uppsprucket) berg.

where the residual strength values are used in the plastic zone and given by $k_r = (1 + \sin \phi_r) / (1 - \sin \phi_r)$ and $a_r = C / \tan \phi_r$ (see Figure 2.3). Integrating the above expression, and introducing the boundary conditions at

$$\sigma_r = P_i \quad \text{at } r = r_i \quad (2.14)$$

the following stress distributions are achieved

$$\sigma_r = (P_i + a_r) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{\frac{1-k_r}{k_r}} - a_r \quad (2.15)$$

and

$$\sigma_t = \frac{1}{k_r} (P_i + a_r) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{\frac{1-k_r}{k_r}} - a_r \quad (2.16)$$

Eqs.(2.15) and (2.16) are satisfied throughout the plastic zone. The radial stress at the outer boundary of the plastic zone, σ_{re} , is in equilibrium with the intact elastic rock, and given by

$$\sigma_{re} = \frac{2kP_o + a(k-1)}{1+k} \quad (2.17)$$

and the radius of the plastic zone, r_e , becomes

$$r_e = r_i \left[\frac{\sigma_{re} + a_r}{P_i + a_r} \right]^{\frac{k_r}{1-k_r}} \quad (2.18)$$

It should be noted that σ_{re} , as given by Eq.(2.17), represents the limiting radial stress for the hole boundary to enter the plastic condition, i.e. if $P_i \leq \sigma_{re}$ no plastic zone develops. Note also that if the outer pressure, $P_o = 0$, then $\sigma_{re} = C \cos \phi$.

Deformations in the elastic condition

The radial deformation in the vicinity of the borehole, caused by the Swellex expansion in an elastic media, is readily attained by Eq.(2.1) in combination with the geometrical compatibility, as given by Eq.(2.2-3), and the generalized Hooke's law under plain strain condition. Assuming that the "cylinder" is very thick ($r_o \rightarrow \infty$), the elastic deformation can be expressed,

$$u_r = \frac{(1+\nu)}{E} \left[P_i \frac{r_i^2}{r} - P_o (1-2\nu)r \right] \quad (2.19)$$

It is mainly of interest to determine the deformations at the borehole wall, and by substitution of $r = r_i$ into Eq.(2.20), the following expression is achieved

$$u_{r,r=r_i} = \frac{(1+\nu)r_i}{E} (P_i - P_o (1-2\nu)) \quad (2.20)$$

where a positive sign represents an outward deformation created by the inner pressure P_i acting in a homogeneous stress field given by P_o , see Figure 2.2.

Deformation in the plastic condition

It is assumed that the elastic strains are constant throughout the plastic zone, and equal to the strains at the elasto-plastic boundary, evaluated from Eq.(2.19), and that the total strain is the sum of the elastic and plastic strain.

With the above assumptions and the plastic strains increment given by

$$\frac{d\epsilon_r^{pl}}{d\epsilon_r^{pl}} = -f \quad (2.21)$$

the following expression for the radial displacement is achieved

$$u_r = \frac{(1+\nu)r}{\left(\frac{1}{f} + 1\right)E} \left[\sigma_{re} \left[2 \left(\frac{r_e}{r} \right)^{\frac{1}{f}+1} - \left(1 - \frac{1}{f} \right) \right] - 2P_o \left[\left(\frac{r_e}{r} \right)^{\frac{1}{f}+1} + \left(\frac{1-\nu(f+1)}{f} \right) \right] \right] \quad (2.22)$$

Eq.(2.22) represents the total deformation, i.e. the expression includes the elastic deformation caused by P_o prior to drilling and the elastic deformation caused by the drilling itself. However, the error is assumed negligible since the above deformations are very small.

A special case of Eq.(2.22) is given when $f = 1$ (i.e. when the dilation angle, $\psi = 0$), by

$$u_r = \frac{(1+\nu)r}{E} \left[\left(\sigma_{re} - P_o \right) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2 - P_o (1-2\nu) \right] \quad (2.23)$$

3. CONTACT STRESSES AND REINFORCEMENT EFFECT

The reinforcement effect of an installed Swellex bolt will depend on the “contact” stress between the bolt and the borehole wall, remaining after the pressure needed to expand the bolt has been terminated. When expanding a Swellex bolt in an elastic media, the contact stress ratio, q/P_i , is given by the following expression (Wijk & Skogberg, 1982),

$$\frac{q}{P_i} = \frac{1}{r_i(1-\nu_s^2)E_r + t(1+\nu_r)E_s} \quad (3.1)$$

where P_i is the effective inflation pressure, r_i the borehole radius, t the thickness of the bolt and ν and E poisson's ratio and Young's modulus for steel (s) and rock (r), respectively. The contact stress, q , leads to the following pull-out resistance force,

$$F_{pull} = 2\pi r_i L q \tan(\phi + i) \quad (3.2)$$

where L is the “effective” length of the bolt, ϕ is the friction angle between bolt and rock material, and i is the roughness angle of the borehole wall.

Eq.(3.1) implies that the contact stress ratio (q/P_i) at the interface between the bolt and the borehole wall is inversely related to the Young's modulus of rock, which is graphically illustrated in Figure 3.1. The reason for the decrease of the ratio (q/P_i) with the Young's modulus can be clarified by considering the deformation processes of both the borehole and the Swellex bolt. In Figure 3.2, the two lines marked by E_{r1} and E_{r2} represents the displacement curves of the borehole wall when a Swellex bolt is installed in rock 1 and 2, respectively. Since rock 1 is softer than rock 2 ($E_{r1} < E_{r2}$), the borehole in rock 1 is more expanded than in rock 2 ($u_1 > u_2$) for a fixed installation pressure P_i . When the installation is finished, the internal pressure in the Swellex bolt disappears. The expanded borehole will then contract inwards under the resistance of the Swellex bolt.

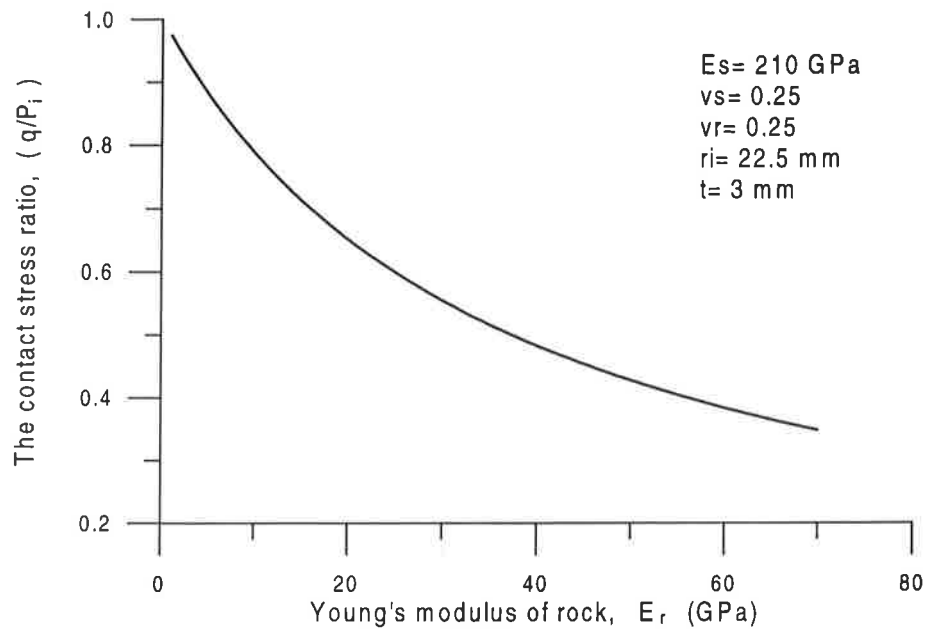


Figure 3.1. The relationship between the contact stress and the Young's modulus of rock.
 Figur 3.1. Förhållandet mellan kontakt spänningen och bergets E-modul.

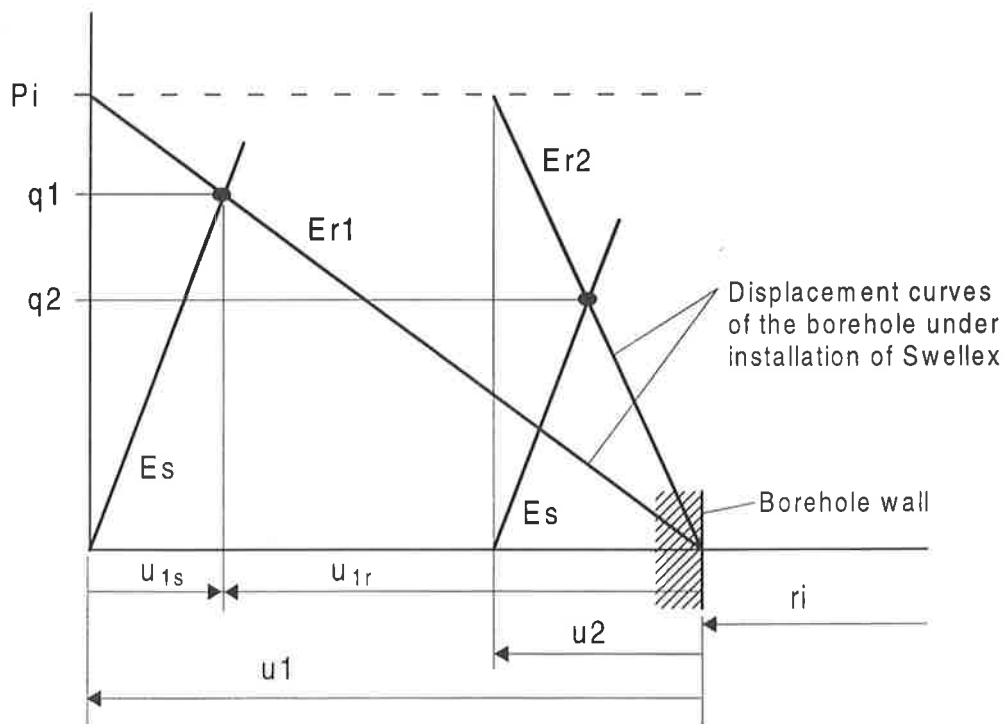


Figure 3.2. A sketch illustrating the deformation of the borehole and Swellex bolt.
 Figur 3.2. En sketch vilket illustrerar deformationen av borrhålet respektive Swellex bulten.

The contact stress will decrease along the line marked by E_{1r} (or E_{2r}), while the resistance stress of the Swellex bolt to the contraction of the borehole increases along the line marked by E_s . Equilibrium is reached when these two lines meet each other. The stress at the interface between the borehole wall and the Swellex bolt corresponding to the equilibrium status is the contact stress q after installation. Since the Young's modulus (or stiffness) of the Swellex bolt is constant, the two deformation lines of the Swellex bolt in Figure 3.2 are parallel. It is seen that the contact stress in the soft rock 1, q_1 , is larger than q_2 in the stiffer rock 2. It is interesting to note that as the stiffness of a rock mass decreases, i.e. being more jointed or porous, the contact stress and thereby the pull-out resistance (and reinforcement effect) will in fact increase.

Eq.(3.1) was derived under the assumption that the expanded Swellex bolt has a shape of circular ring. This is not always satisfied in practice. Most of time the expanded Swellex bolt in situ has a "tongue". In order to achieve a better installation, we need the knowledge how the tongue affects the contact stress, that is, how much the contact stress would be when the Swellex bolt is partly expanded.

Figure 3.3a shows the configuration of a partly expanded Swellex bolt. The length and the half opening of the tongue are designated as a and b respectively in the figure. Since the configuration is symmetric with respect to the vertical line, we shall consider only half of the section. Figure 3.3b is a sketch illustrating the free body diagram of the section for stress analysis. As the figure shows, the section is simplified into a ring with an opening, which is loaded by the contact stress q and a force F generated by the resistance of the tongue. Using beam theory and assuming an elliptical tongue, we obtain a relationship between the radial displacement u of the Swellex bolt and the contact stress q as follows

$$q = k_s \frac{u}{r_i} \quad (3.3)$$

where

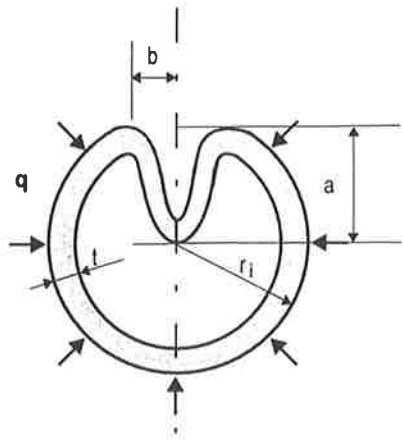
$$k_s = \frac{E_s t^3 (2\xi a^3 + 3\pi r_i^3)}{3\xi a^3 r_i^3} \quad (3.4)$$

$$\xi = \int_0^{\pi/2} \cos^2 \alpha \sqrt{\sin^2 \alpha + \eta^2 \cos^2 \alpha} d\alpha$$

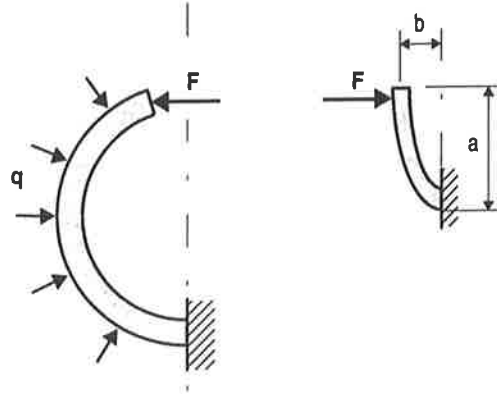
$$\eta = \frac{b}{a}$$

The elasticity theory gives the relationship between the radial displacement of borehole and the installation pressure P_i as follows

$$P_i = k_r \frac{u}{r_i} \quad (3.5)$$



(a) Partly expanded Swellex.
(a) Delvis expanderad Swellex.



(b) Decomposition of Swellex for stress analysis.
(b) Analyserade tvärsnittspänningar.

Figure 3.3. Stress analysis of the Swellex bolt.
Figur 3.3. Spänningsanalys av Swellex bulten.

where

$$k_r = \frac{E_r}{1 + \nu_r} \quad (3.6)$$

At the equilibrium state, we have from Eqs. (3.3) and (3.5)

$$q = k_s \frac{u_{1s}}{r_i} \quad \text{and} \quad P_i = q = k_r \frac{u_{1r}}{r_i}$$

respectively (see Figure 3.2). It is obtained from these two equations:

$$k_s u_{1s} = k_r u_{1r}$$

On the other hand, we have from Eq.(3.5)

$$u_1 = u_{1s} + u_{1r} = \frac{r_i}{k_r} P_i.$$

Combining the above equations yields the ratio of the contact stress to the installation pressure as

$$\frac{q}{P_i} = \frac{k_s}{k_r + k_s} \quad (3.7)$$

Eq.(3.7) is accurate enough when the tongue is long. The Split set bolt is an extreme case of this type where the length of tongue approaches infinity ($a \rightarrow \infty$). For the case of a very short tongue length, Eq.(3.7) gives a relatively large error since the conditions for beam theory are violated. An extreme case of this type is $a = 0$ which corresponds to a fully expanded Swellex bolt. In this case Eq.(3.1) gives the valid closed form solution. With consideration of the closed form solution for the fully expanded bolt, Eq.(3.7) is modified into the following form

$$\frac{q}{P_i} = \frac{k_s k_f}{(k_r + k_s)(k_r + k_f)} \quad (3.8)$$

where

$$k_f = \frac{E_s t}{(1 - \nu_s^2) r_i} \quad (3.9)$$

Eq. (3.8) is the general solution for the entire expansion range of Swellex bolt. The contact stress is not only dependent on the mechanical properties of the Swellex bolt and rock but also the expansion degree of the Swellex bolt. The variation of the contact stress ratio with respect to the expansion, expressed as the ratio of b/a , is illustrated in Figure 3.4. The curve represents the solution of Eq. (3.8) for partly expanded Swellex bolts. It increases with expansion of bolt and gradually approaches its asymptote — the upper horizontal line which represents the solution for a fully expanded Swellex bolt by Eq. (3.1). It is seen that the tongue length of the Swellex bolt strongly influences the contact stress.

Figure 3.5 shows the influence of the Young's modulus on the contact stress ratio (Eq.(3.8)). The curves in the figure prompt two points: (1) The contact stress approaches its asymptote more quickly in soft rocks than in hard rocks with the expansion of the bolt. For instance, the contact stress almost reaches the limit value only at an expansion of $b/a = 2$ in the soft rock with $E_r = 1$ GPa. (2) The maximum contact stress is larger in soft rocks than in hard rocks. The quantitative illustration of this phenomenon has been already shown in Figure 3.1.

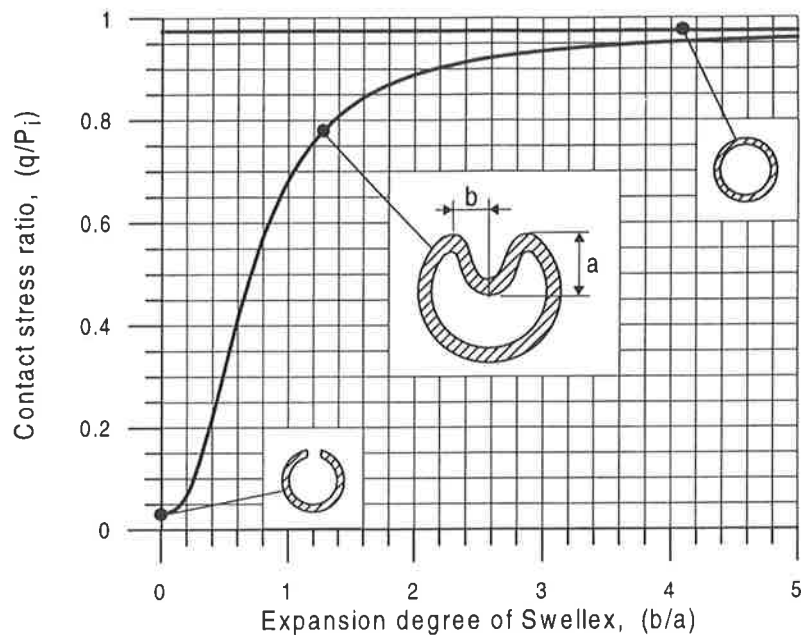


Figure 3.4. The contact stress versus the expansion of the Swellex bolt (Parameter values: $E_s = 210$ GPa, $E_r = 2$ GPa, $\nu_s = \nu_r = 0.25$, $t = 3$ mm, $r_i = 22.5$ mm, $b = 10$ mm).

Figur 3.4. Kontaktspänningen som funktion av Swellex bultens expansion. Parameter värden: se ovan.

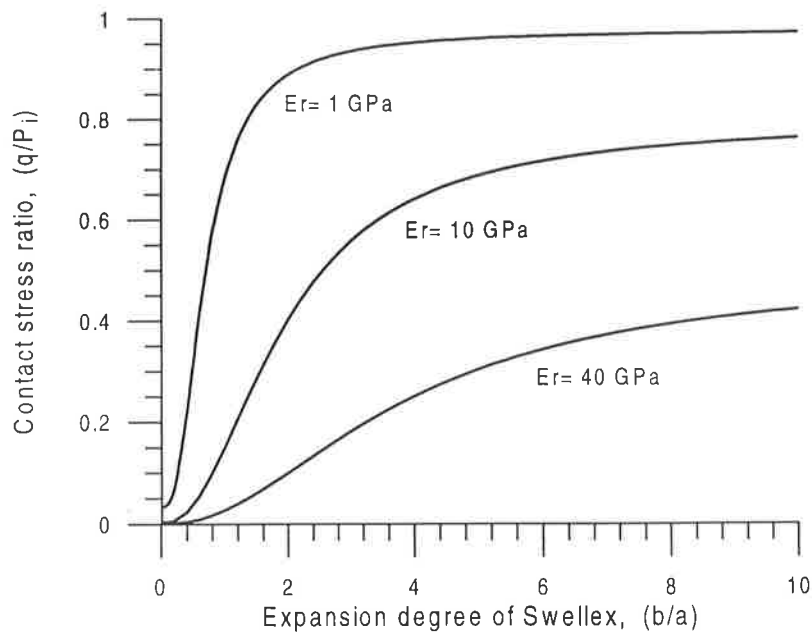


Figure 3.5. The influence of the Young's modulus on the contact stress of the Swellex bolt (Parameter values: $E_s = 210$ GPa, $\nu_s = \nu_r = 0.25$, $t = 3$ mm, $r_i = 22.5$ mm, $b = 10$ mm).

Figur 3.5. Inverkan av E-modulen på kontaktspänningen hos Swellex bulten. Parametervärden: se ovan.

4. NUMERICAL CALCULATION

In order to efficiently reinforce soft rocks, bolts are usually installed in a more or less regular pattern. The bolts interact with each other and form a reinforced layer in the rock. It is difficult to analytically study the interaction of bolt, due to the many assumptions and simplifications needed in order to arrive at a closed form solution. In this section, we shall deal with this problem using a numerical method. The numerical code used is a hybrid FE/BE program, called Phases. The values of the material properties and the diameter of borehole used in numerical simulations are listed in Table 4.1.

The first simulation is a single bolt model to investigate the influence of the in-situ stress P_o on the plastic zone. Figure 4.1 shows the calculation results of the strength factor for $P_o = 0$ and $P_o = 1$ MPa, respectively, and inner pressure $P_i = 10$ MPa. The crossed area is the plastic zone where the strength factor is less than 1. In the figure, the analytical plastic boundary is also drawn as a comparison. The radius of the plastic zone, $(r_e / r_i) = 9.60$ for $P_o = 0$ and $(r_e / r_i) = 4.84$ for $P_o = 1$ MPa, is calculated using Eq.(2.18). It is seen that an increment of 1 MPa in the in-situ stress effectively reduces the size of the plastic zone. The numerical calculations a maximum displacement of 1.71 mm at the borehole wall for the in-situ stress $P_o = 0$ and 0.63 mm for $P_o = 1$ MPa. The corresponding theoretical solutions, calculated using Eq.(2.23), are 1.13 mm and 0.45 mm, respectively. It is seen by comparison that the results of the numerical modelling are in a good agreement with the analytical solutions. Therefore, the interaction effect of bolts can be confidently studied using the numerical method in the next two models.

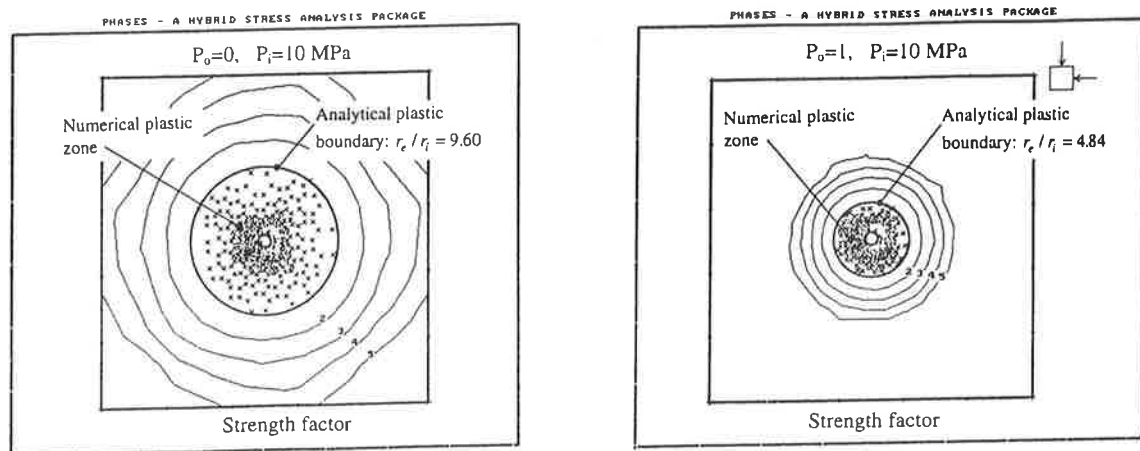
Table 4.1. Parameter values for the numerical simulations.
Tabell 4.1. Parametervärden för den numeriska simuleringen.

Parameter	Value	
Density	2300	kg/m ³
Young's modulus of rock	2	GPa
Poisson's ratio of rock	0.25	
Cohesion	1	MPa
Friction angle	30°	
Dilation angle	0°	
Residual cohesion	1	MPa
Residual friction angle	30°	
Borehole diameter	45	mm

The second simulation is a two-bolt model to investigate the interaction of two bolts. The plastic zones around the boreholes have an oval shape, intending to connect each other with the increase of the borehole pressure, see Figure 4.2. The displacement in the area between the two bolts, however, reduces rapidly with the distance to borehole, see Figure 4.3. The neutral point, with zero displacement, is located at the middle point between the two boreholes.

The third model is made with four bolts to simulate the pattern bolting in practice. Figure 4.4 shows the plastic zones and the displacement contours for this model. The steep decreasing gradient of the displacement towards the area surrounded by the bolts implies that this area is heavily compacted by the expansion of bolts.

The results of the numerical calculations demonstrate that the reinforcement of the Swellex bolt in soft rocks can be achieved through the compaction of material, which will enhance the cohesion and frictional resistance of soft materials. In reality, soft rocks have relatively high void ratios. The concept of yielding in soft rocks is different from yielding in a general sense. In a porous soft rock, yielding means that the material is compacted with a great decrease in the void ratio. From this point of view, the plastic zones are needed in order to obtain a good reinforcement in porous and low cohesion rocks. However, it must be noted that the plastic deformation has a limit beyond which the material would be crushed and the reinforcement effect would disappear.



(a) In-situ stress $P_o = 0$.

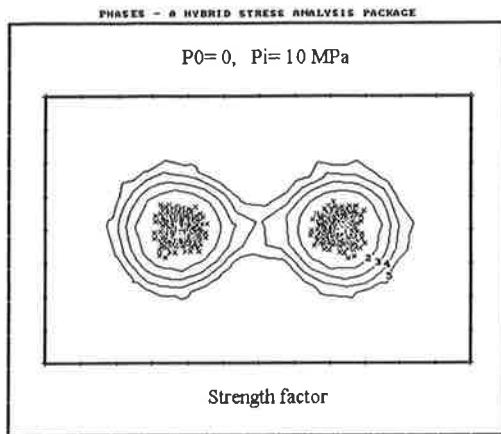
(a) In-situ spänning $P_o = 0$.

(b) In-situ stress $P_o = 1$ MPa.

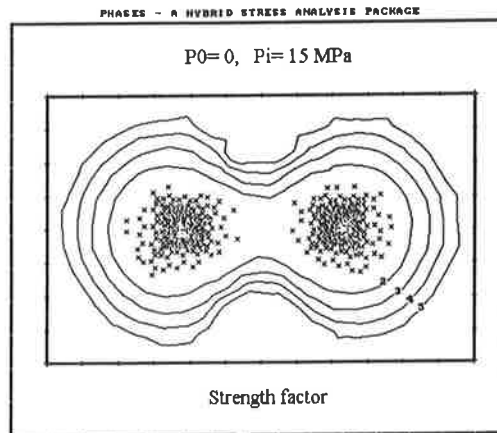
(b) In-situ spänning $P_o = 1$ MPa.

Figure 4.1. The plastic zones under two different in-situ stresses in the one-bolt model (Model dimension: 1×1 m). The maximum displacement: 1.71 mm for $P_o = 0$ and 0.63 mm for $P_o = 1$ MPa.

Figur 4.1. Den plastiska zonen vid två olika in-situ spänningar i en-bults modellen (Modell dimension 1×1 m). Maximal deformation: se ovan.



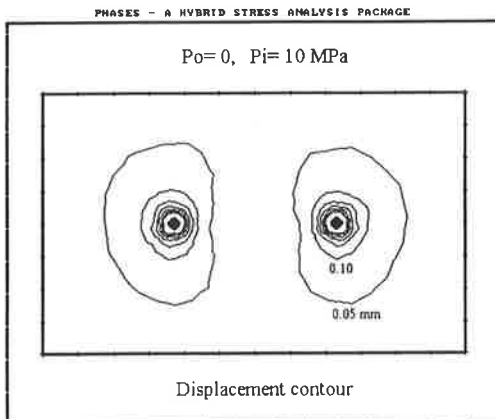
(a) Borehole pressure $P_i = 10 \text{ MPa}$
(a) Inre tryck $P_i = 10 \text{ MPa}$.



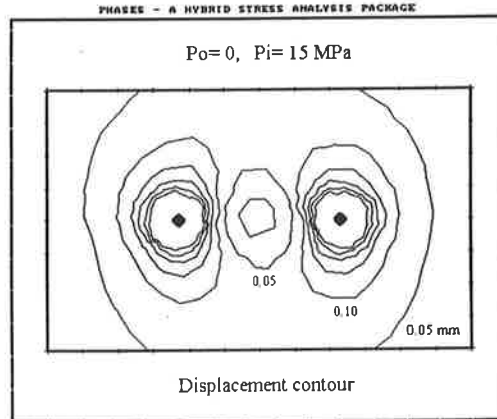
(b) Borehole pressure $P_i = 15 \text{ MPa}$
(b) Inre tryck $P_i = 15 \text{ MPa}$.

Figure 4.2. The plastic zones under two different borehole pressures in the two-bolt model (Model dimension: $3 \times 2 \text{ m}$). Bolt distance = 1.2 m .

Figur 4.2. Den plastiska zonen vid två olika inre tryck i två-bults modellen (modelldimension: $3 \times 2 \text{ m}$). Bult avstånd = 1.2 m .



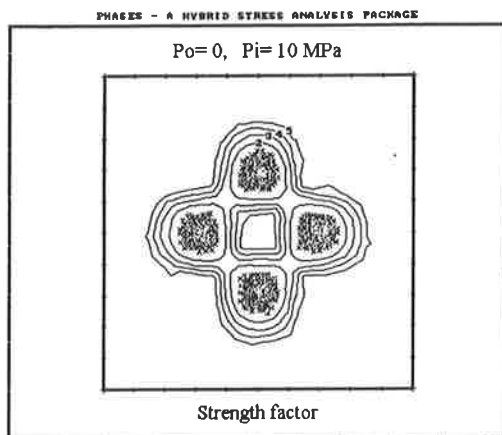
(a) Borehole pressure $P_i = 10 \text{ MPa}$
(a) Inre tryck $P_i = 10 \text{ MPa}$.



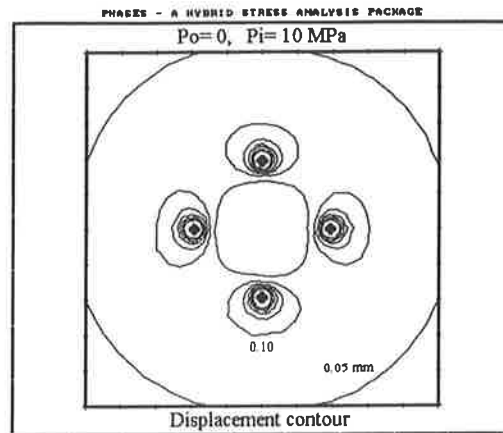
(b) Borehole pressure $P_i = 15 \text{ MPa}$
(b) Inre tryck $P_i = 15 \text{ MPa}$.

Figure 4.3. The displacement contours under two different borehole pressures in the two-bolt model (Model dimension: $3 \times 2 \text{ m}$) Bolt distance = 1.2 m .

Figur 4.3. Deformations konturer vid två olika inre tryck i två-bults modellen. Bult avstånd = 1.2 m .



(a) The plastic zones.
(a) Den plastiska zonen.



(b) The displacement contours.
(b) Deformations konturer.

Figure 4.4. The plastic zones and the displacement contours in the four-bolt model (Model dimension: 3×3 m, Bolt distance = 1.2 m).

Figur 4.4. Den plastiska zonen och deformations konturer i fyra-bults modellen (modell dimensioner: 3×3 m). Bult avstånd = 1.2 m.

5. DESIGN GUIDELINES

The main objective of the theoretical development and numerical calculations is to arrive at guidelines for support design in weak rock using Swellex. The presented equations can be used to estimate design parameters such as bolt spacing, borehole diameter and inflation pressure.

The radial stress distribution is an important parameter in choosing the optimum spacing between the Swellex bolts, in order to achieve a certain arching effect or confinement between the bolts. As shown in Figure 5.1, the radial stress reaches a higher magnitude further away from the borehole in a weak (plastic) rock as compared to hard (elastic) rock, which is favorable from an arch-building point of view especially in a destressed rock mass.

The contact stress, q , as derived from Eq.(3.8) can be used to estimate the number of bolts that is needed in order to reduce the deformation of a tunnel wall to an accepted level, $u_{\max}$, see Figure 5.2.

Stille (1984) has derived analytical solutions (ground reaction curves) for different bolt types in elasto-plastic rock with a Mohr-Coulomb failure criteria. Of special interest is the solution for the untensioned fully grouted bolts with end plate and with yielding in both the grouting material and the rock mass. In the above solution it is assumed that the

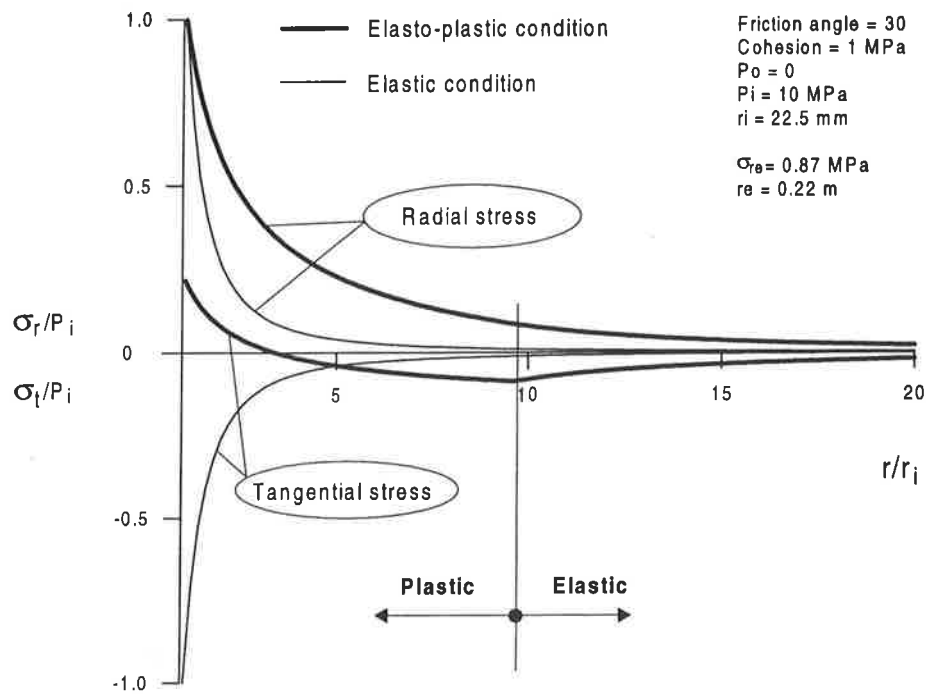


Figure 5.1. Stress distribution for an elastic and elasto-plastic rock, respectively.
 Figur 5.1. Spänningsfördelning i elastiskt respektive elasto-plastiskt berg.

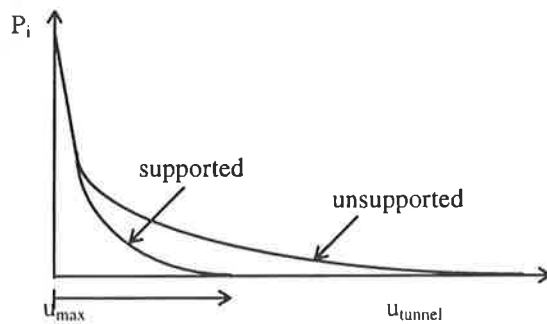


Figure 5.2. Deformations of an unsupported and supported rock, respectively.
 Figur 5.2. Deformationer i ett oförstärkt respektive förstärkt berg.

yielding grout can only transfer a constant shear load per unit length, S , between the bolt and the rock mass. For Swellex in weak rock the parameter S is readily attained from Eq.(3.2) and (3.8) by observing that $S = F_{\text{pull}}/L$.

The deformation of the borehole, caused by the expansion of the Swellex bolt, can be evaluated from Eq.(2.22). The magnitude of the deformation will be decisive when choosing the appropriate borehole size and installation pressure for given rock mass characteristics. As an illustration, Figure 5.3 shows the deformation of the borehole as a function of the applied inner pressure, P_i , together with different magnitude of the in-situ stress, P_o . The input parameters are according to Table 4.1. As seen the deformation is strongly depending on the in-situ stress, and decreases rapidly with increasing stress.

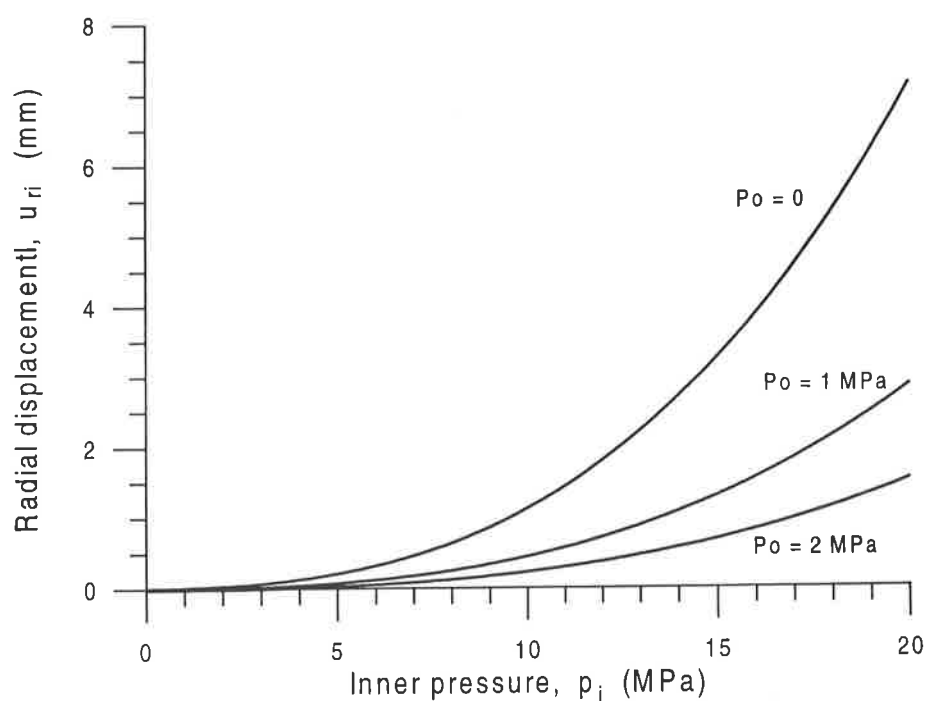


Figure 5.3. Deformation of the borehole as a function of the applied inner and outer pressure.

Figur 5.3. Deformation av borrhålet som funktion av det inre och yttre trycket.

6. CONCLUDING REMARKS

It has been theoretically shown that the following discrepancies exist between the expansion of a Swellex bolt in an elastic material (e.g. hard rock) compared to an elasto-plastic material (e.g. weak rock or soil):

- The radial stress, that is caused by the expansion, reaches a higher value further away from the borehole in the elasto-plastic material.
- The contact stress between the bolt and the borehole wall, and thereby the pull-out resistance, is higher for a lower E-modulus of rock (i.e. as the rock gets weaker).
- The deformation of the borehole wall, caused by the expansion, is much higher in an elasto-plastic material.

The first finding suggests that an increased radial stress between the bolt will enhance the arch-building function between the rockbolts in heavily jointed rock or soil. The theoretical expression can be used to design the optimum spacing between the Swellex bolts, provided that the rock mass properties are known.

The second finding means that there will actually be a higher contact stress between the bolt and the rock in weak formations, which leads to a higher pull-out resistance.

The third finding shows that a large deformation of the borehole can occur in weak formations, which implies that great care must be taken when choosing the right hole size prior to expanding the bolt. If the bolt is expanded to its original (cylindrical) size it can no longer compress the surrounding material. The theory can be utilized in order to tailor the internal pressure to the site conditions, when expanding the bolt.

From soil mechanics it is known that the peak friction angle depends strongly on the void ratio (void volume/total volume) of the material, see Figure 6.1 . As the Swellex bolt expands, in a loose ("Poor" rock) material, it will compact the material and thereby decrease the void ratio leading to an increase of the peak friction angle. The increased peak friction angle implies that the shear strength of the material will be increased and it can thus sustain higher loads, see Figure 6.2 .

In a dense material the expansion of the Swellex bolt will confine the material around the bolt and an advantageous interlocking between the particles will be maintained. The interlocking results in a high peak friction angle and thus the ability to sustain higher loads.

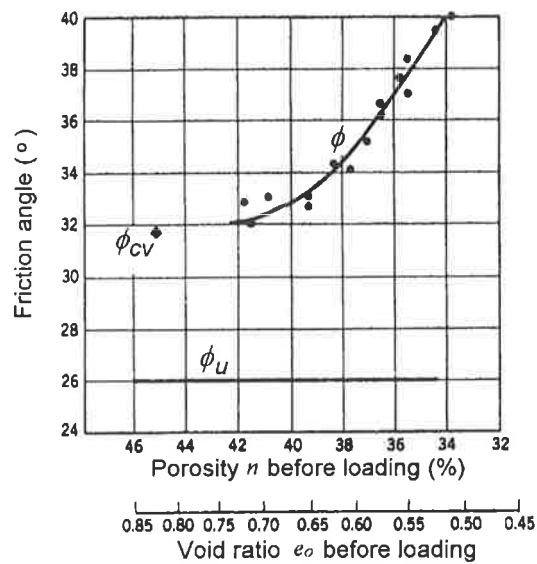


Figure 6.1. Peak friction angle as a function of void ratio. ϕ_{cv} = friction angle at constant volume, ϕ_u = Total stress strength parameter (friction angle).

Figur 6.1. Maximal friktions vinkel som funktion av porositeten (alt. porositeten).

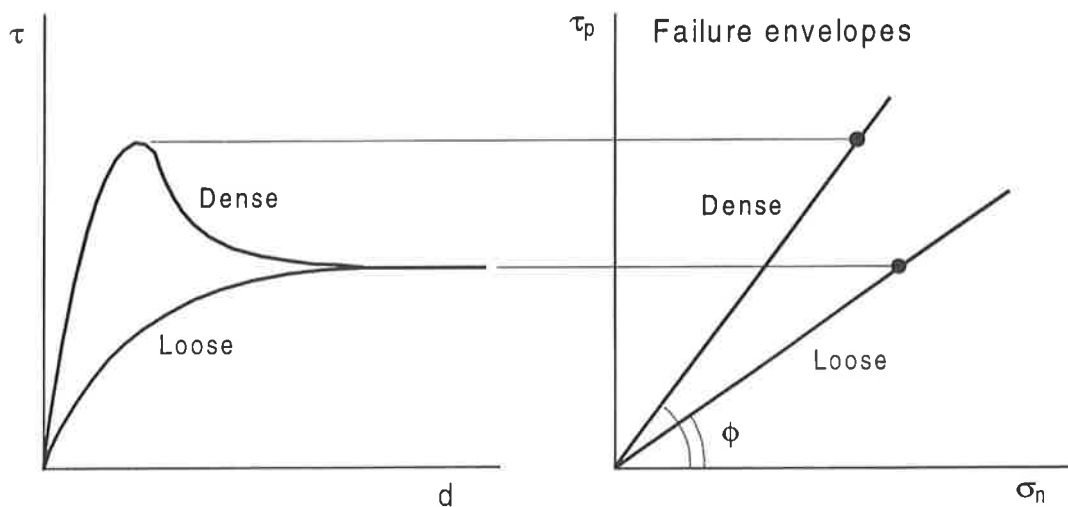


Figure 6.2. Failure envelopes for loose and dense material, respectively.

Figur 6.2. Brott enveloper för löst lagrat respektive fast lagrat material.

In summary, the expansion of a Swellex bolt in a heavily jointed (or soil-like) material has the effect of:

- i) decreasing the porosity by compacting the material (i.e. creating a denser material)
- ii) increasing the interlocking between the particles
- iii) maintaining or even increasing the “peak” friction of the material
- iv) preventing “loosening” in an already dense material, by confining it and thus inhibit a volume increase
- v) Swellex bolt is easily expanded to a full or near full ring shape, which will bring about a large contact stress and therefore result in a large pullout resistance.

REFERENCES

- Vesic, A. (1972). Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. *J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM3, pp. 265-291.
- Brown, E. T., Bray, J. W., Ladanyi, B., Hoek, E. (1983). Ground Response Curves for Rock Tunnels. *J. Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 109, No. 1, pp. 15-39.
- Goodman, R. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons (2nd ed.).
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons.
- Popov, E. P. (1990). Engineering Mechanics of Solids. Prentice Hall.
- Stille, H. (1983). Theoretical Aspects on the Difference between Prestressed Anchor Bolt and Grouted Bolt in Squeezing Rock. Proc. Int. Symposium on Rock Bolting, Abisko, Sweden.
- Stille, H. (1984). Rock Bolting - Analysis Based on the Theory of Ground Reaction Curve. Swedish Rock Engineering Research Foundation (BeFo), 151:1/84, Stockholm. (In Swedish).
- Wijk, G., Skogberg, B. (1982). The SWELLEX® rock bolting system. 14th Canadian Rock Mechanics Symposium, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, pp. 106-115.

SAMMANFATTNING

Användandet av Swellex i svagt berg har ökat globalt de senaste åren, vilket har lett till att kravet på att förklara dess funktion under dylika förhållanden på motsvarande sätt har ökat. Swellex funktion i hårt, elastiskt, berg har i detalj rapporterats tidigare (Wijk & Skogberg, 1982), och följdaktligen är syftet med föreliggande artikel att demonstrera funktionen av Swellex då den expanderar i svagt, elasto-plastiskt berg.

Den radiella spänningen är en viktig parameter vid bestämningen av det optimala bultavståndet för att erhålla en valvverkan eller inspanning mellan bultarna. I ett elasto-plastiskt material utbildas en plastisk (uppsprucken) zon närmast borrhålet, under förutsättning att det inre trycket är sådant att bergets hållfasthet överskrids. Spänningsfördelningen i det elasto-plastiska materialet beror på det intakta samt det uppspruckna bergets egenskaper, och medför en högre radiell spänning längre bort från hålet jämfört med ett elastiskt material.

Den deformation som borrhålet utsätts för under expansionen blir mycket större i det elasto-plastiska materialet, vilket ställer högre krav på det ursprungliga borrhålets diameter före expansionen samt kännedom om bergmaterialets egenskaper.

Utdragsmotståndet och därmed förstärkningseffekten blir förbättrad i svagt berg, med låg E-modul, jämfört med hårt berg med högre E-modul. Detta beror även av formen på den expanderade Swellexen, vilket redovisas.

En analytisk model presenteras tillsammans med numeriska beräkningar för ett enkelt fall med en bult. Numeriska beräkningar utförs sedan för mer komplicerade fall med två respektive fyra bultar.

Sammanfattningsvis kan följande slutsatser dras från den teoretiska studien av Swellex expansion i svagt berg:

- expansionen minskar porositeten genom att packa materialet
- en förbättrad "interlocking" effekt erhålls mellan partiklarna
- maximal friktionsvinkel bibehålls
- dilatans förhindras i ett fast material genom inspanning av materialet
- Swellex bulten erhåller lätt en fullt utbildad ringform, vilket medför en hög kontaktspänning och därmed utdragsmotstånd

Ovanstående medför att en Swellex bults expansion i svagt berg förbättrar valvbildningen mellan bultarna genom den radiella spänningen samt packar materialet vilket medför en högre hållfasthet hos det svaga uppluckrade berget. Detta har visat sig fungera mycket bra i fält och Swellex används ofta som "problemlösare" vid svåra bergförhållanden.

RAS I BOLMENTUNNELN, 1995

Collapse of the Bolmen water supply tunnel, 1995

Valter Didriksson, Sydkraft Konsult AB

Anders Isander, Sydkraft Konsult AB

Sammanfattning

I juli 1995 upptäcktes ett ras i Bolmentunneln, som lokaliserades till trakten av Åsa strax norr om Markaryd. Undersökningar gjorda efter att tunneln tömts på vatten visade att man vid raset hade ogynnsamma sprickriktningar och svällande lera i sprickorna. Detta var något man i och för sig var medveten om vid byggandet av tunneln, men det visade sig att man underskattat kraften i den svällande leran som aktiverades vid vattenfyllningen av tunneln. Man har alltså en fortlöpande process som är svår att bedöma, dels rent geologiskt men också ur ett ekonomiskt perspektiv.

Geologiskt sett ligger rasplatsen i nära anslutning till Lagans dalgång, där bergmassan genomsatts av zoner som är kraftigt uppspruckna och delvis leromvandlade. Huvudrasen kunde lokaliseras till en någon meter bred lersköl omgiven av krossat berg med en total bredd av ca 3 m. Eftersom tunneln skär zonen med mycket liten vinkel blev rasområdet ca 15-20 m långt. Rasområdet var ursprungligen förstärkt med bultning och delvis armerad sprutbetong.

Två mindre ras finns i nära anslutning till huvudrasen och de har i stort samma mekanism bakom sig. Bergmassan omkring bedömdes vara av god kvalitet och den ursprungliga förstärkningen bestod av bultning och sprutbetong. Ingen injektering utfördes under byggandet av tunneln då tunnelsträckan i fråga hade mycket litet vatteninflöde.

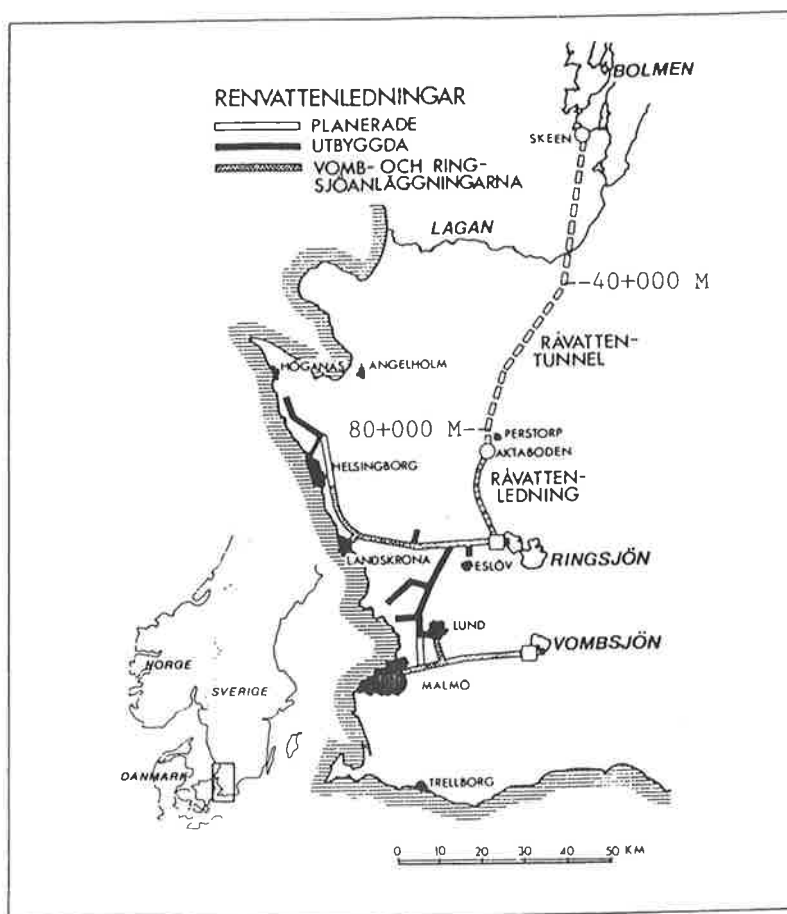
Summary

The Bolmen water supply tunnel, an 80 km long tunnel in southern Sweden, collapsed and was completely cut off. The tunnel passes under the river Lagan, where a geologically disturbed zone is present. In this zone the fractures are filled with swelling clays, and although the tunnel were being supported, the swelling forces exceeded the strength of the support and the tunnel collapsed. This shows that a continuous process is ongoing over time where the swelling pressure of the clays influences the stability of the tunnel in a long term range.

Bakgrund

För att trygga den framtida vattenförsörjningen i södra Skåne bildades i mitten av 1960-talet det interkommunala bolaget AB Sydvatten.

Efter ingående studier av skilda alternativ valdes ett projekt med följande huvuddelar, figur 1.



Figur 1 Översiktskarta Bolmensystemet

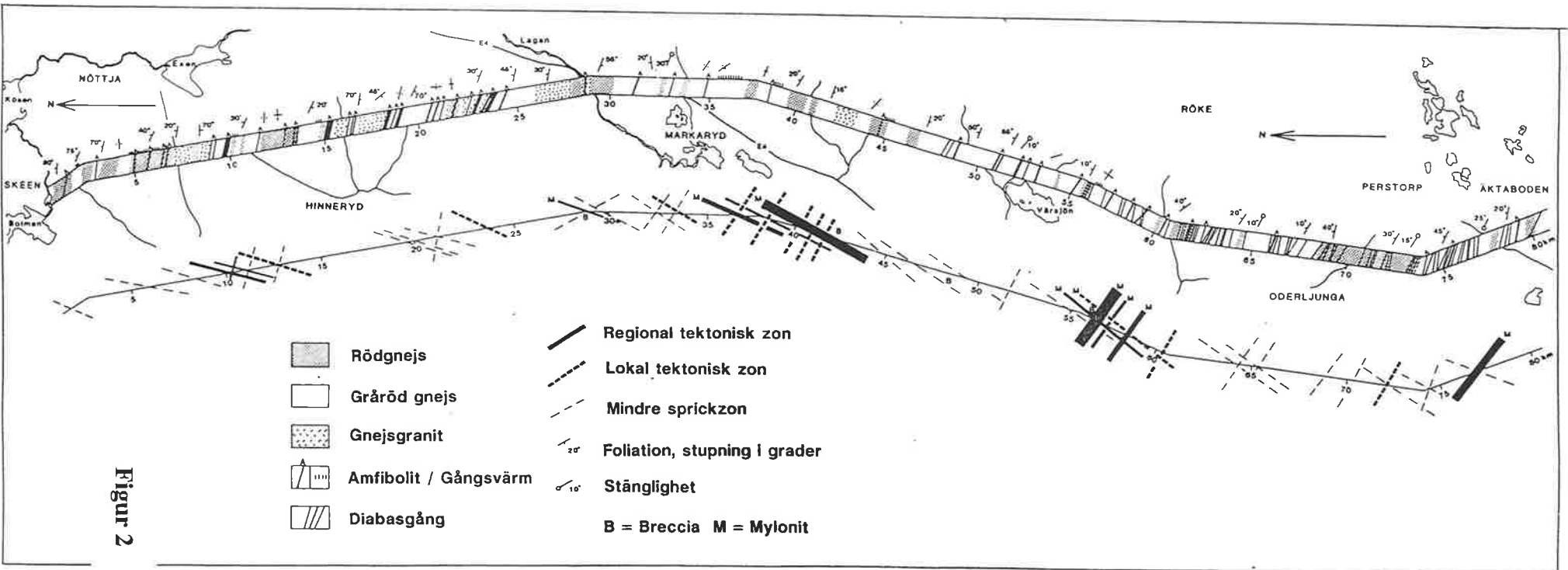
Råvatten, maximalt $6 \text{ m}^3/\text{s}$, hämtas från den sydligaste delen av sjön Bolmen.

Vattnet leds i en 80 km lång tunnel med tvärsnittsarean 8 m^2 till Äktaboden, varefter råvattnet överförs till det befintliga vattenverket vid Ringsjön i en 25 km lång rörledning.

Bolmentunneln är lokaliserad till den del av Sveriges prekambrisk berggrund som brukar benämnas den sydvästsvenska gnejsregionen. Den del av regionen som tunneln passerar är nästan fullständigt jordtäckt. Detta faktum, i kombination med att inga moderna geologiska beskrivningar fanns att tillgå, nödvändiggjorde omfattande geologiska undersökningar.

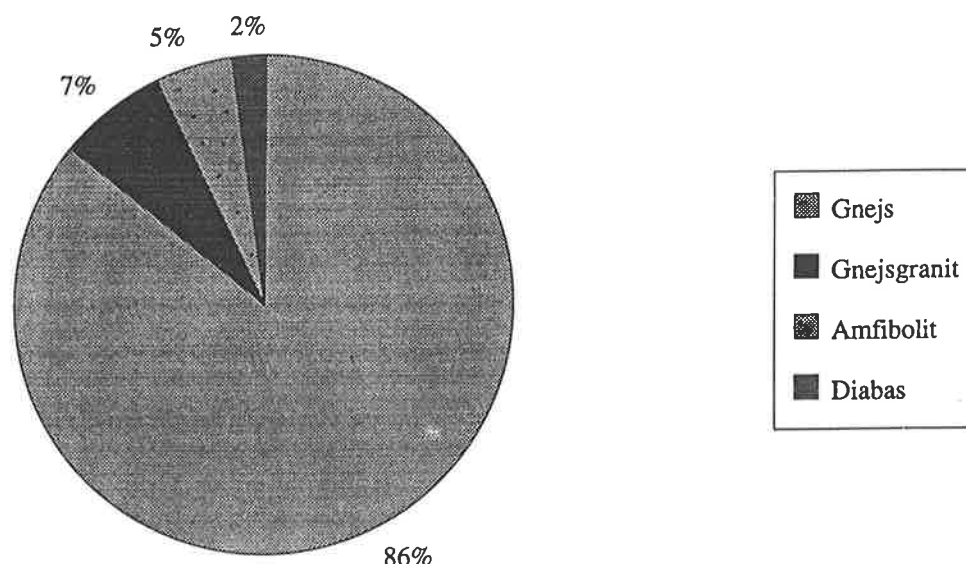
Tunnelarbetet som påbörjades 1975 avslutades 1985.

En generaliserad bild av de geologiska förhållandena i tunneln redovisas i fig 2.



Figur 2
Redovisning av de geolo-
giska förhållandena

Som framgår av kartan är olika varianter av gnejs den helt dominerande bergarten. Ur byggnadsgeologisk synpunkt ansågs en indelning i de två varianterna grårod och röd gnejs vara mest lämplig. Dessutom finns förekomster av gnejsgranit, amfibolit och diabas fördelat enligt figur 3.



Figur 3 Bolmentunneln, bergartsfördelning

Amfibolit uppträder mycket varierande alltifrån smala sliror och band till mäktiga kroppar med en bredd i tunneln upp till flera hundra meter. Den växellagring gnejs-amfibolit som föreligger inom flera avsnitt av tunneln är byggnadsgeologiskt speciellt intressant. Flertalet av de mest intensiva svaghetszonerna har nämligen utbildats i dessa avsnitt av bergmassan. De ofta kraftigt förskiffrade och leromvandlade kontaktzonerna hos amfiboliterna är ofta av stor betydelse i detta sammanhang.

Huvuddelen av Bolmentunnelns bergarter visar tydlig skiffrighet i VNV. Normalt stupar skiffrigheten flackt, 10-30°, mot N eller S. På sträckan 0-20 km är branta - medelbranta stupningar något vanligare.

Spricktektoniskt domineras norra delen, 0-45 km, av sprick- och förkastningszoner i riktning NNO medan södra delen fått sin prägel av den övervägande nordvästligt orienterade förkastningstektoniken.

Vid Lagans dalgång påträffas en större sprickzon. På en sammanlagd sträcka av 200-300 m passeras här ett antal stråk med uppsprucken, delvis krossad och mylonitiserad gnejs. Sprickriktningen NNO är helt dominerande. Tunneln passerar här en djup, distinkt insänkning i bergytan. Berget inom detta avsnitt är övervägande breccierat (sönderbrutet och därefter hopläkt) och epidotläkt. Minst tre generationer av hopläkta sprickor kan iakttas vilket talar för upprepade aktiviteter längs denna zon.

Tunnelras 1995

I juli 1995 upptäcker Sydvatten att vattenleveransen via Bolmentunneln stoppats. Man lokaliserade stoppet till arbetsplats Åsa strax utanför Markaryd. Man länspumpade tunneln varefter man säkrade tunneln fram till rasplatsen, ca 2 km från tunnelpåslaget.

Två mindre ras hade inträffat före det stora raset som blockerade tunneln helt. Ras 1 vid sektion 30+343-30+348 ca 4 m³ berg nedrasat i tak. Ras 2 vid sektion 30+536-30+543 ca 3 m³ i tak. I bägge rasen var berget kraftigt uppkrossat med stor leromvandling. Huvudrasen där tunneln var helt igensatt började vid sekt 30+593. Från och med sekt 30+260 och fram till huvudrasen fanns rikligt med lerfyllda sprickor med svällande mineral. Av säkerhetsskäl för personal beslutades att förstärkning av berget från 30+260 och fram till huvudrasen skulle utföras.

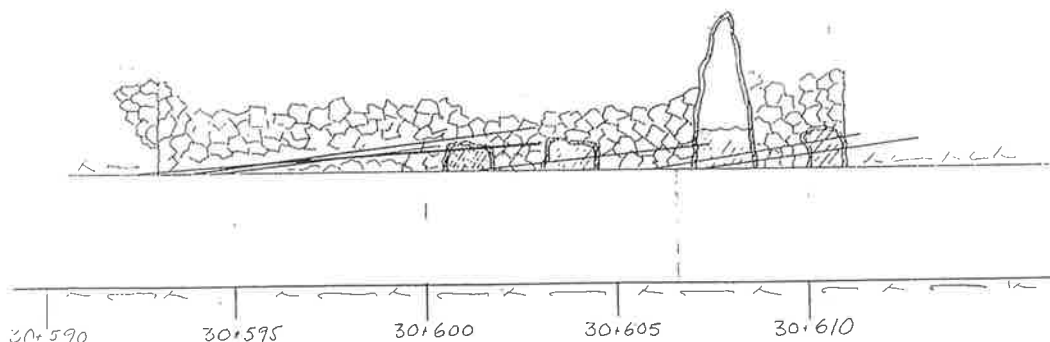
De tre rasen har ägt rum i anslutning till berg med korsande, lerfyllda sprickor. Samtliga rasområden var förstärkta med bultning och sprutbetong, vid huvudrasen delvis armerad sprutbetong, eftersom svällande lermineral (smektit) konstaterats i samband med tunneldrivningen. På grund av endast obetydlig vatteninläckning i samband med tunneldrivningen krävdes ingen förinjektering.

Den främsta anledningen till rasen är sannolikt att leran i sprickorna, efter vattenfyllning av tunneln, tagit upp vatten varvid en långsam svällningsprocess påbörjats. Svällningen i leran har fortskridit längs sprickor in i berget under förstärkningarna och så småningom har en kombination av ökat svällningstryck i leran och vattnets eroderande verkan utlöst rasen. Detta visar att en fortlöpande omvandlingsprocess, och främst då aktivering av svällande lermineral, kan påverka tunnelns stabilitet framför allt i geologiskt störda tunnelavsnitt som till exempel Lagans dalgång. Svårigheten kan vara att redan under projekterings- och byggtiden kunna bestämma omfattningen på undersökningarna, samt utvärdera resultaten för att kunna avgöra lämplig förstärkning och utformning av tunnlar. Vad är ekonomiskt rimligt?

Åtgärder

Förstärkningsåtgärderna har för 350 m sträckan fram till huvudrasen utförts i tak och väggar med ett påslag fiberarmerad sprutbetong, ca 3 cm och ett påslag oarmerad sprutbetong, även det ca 3 cm. Till detta kommer systematisk bultning med 2,4 m långa bultar cc 2 m i längs- och tvärled. Bultarna har försetts med brickor för samverkan med sprutbetongen.

Huvudrasen har förstärkts med burbultar, se figur 4, och därefter med fiberarmerad sprutbetong ca 10 cm i tak och 5 cm i väggar. Därefter har nät- och lösjärnarmering i två lager sprutats in med oarmerad betong. Slutlig tjocklek 25-30 cm i takdelen och 15-20 cm i väggarna. Förtätad bultning i väggarna med cc 1 m samverkar med sprutbetongen. Bottengjutning på en sträcka av 6 m har utförts och anslutits till väggkonstruktionen.



Figur 4 Längdsektion rasområde

BERGUNDERHÅLL I RINGENS TRAFIKTUNNLAR. METODIK FÖR FRAMTAGANDE AV INSPEKTIONSPROGRAM

The maintenance of rock tunnels in the Stockholm ring road project. Methods to develop program for inspection.

Anders Fredriksson, ADG Grundteknik

Karl-Åke Johansson, Vägverket Region Stockholm

Jan Johansson, Naturgasteknik AB

Lars Olsson, Geostatistik AB

INLEDNING

Ringen och Yttre tvärleden består av ca 13 km tunnlar eller 40 km enkeltunnlar om man ser varje tunnelrör för sig. Ringen ingår som en viktig del i den infrastruktursatsning som sker i Stockholmsregionen och som allmänt kallas Dennispaketet. Förutom själva vägtunnlarna består anläggningen av ett stort antal övriga bergrum, såsom utrymmningsvägar och driftutrymmen. Motorvägstunnlarna i berg omfattar även av och påfartsramper, vilket innebär stora spännvidder ofta i kombination med liten bergteckning. En typsektion för en bergtunnel visas i figur 1.

I och med byggandet av Ringen och Yttre tvärleden kommer Stockholmsregionen att få en mångdubbelt ökad volym vägtunnlar och utökningen består dessutom av motorvägstunnlar med hög trafikintensitet. Tunnelsystemet har höga krav på tillgänglighet. Detta medför att underhållsinsatser måste planläggas och utföras under de tider tunnelsystemet kan stängas av. Oplanerade avstängningar måste minimeras.

SYFTE

Som ett led i att säkra hög tillgänglighet och att kunna upprätthålla avsedd standard och säkerhetsnivå har Vägverket bedömt att ett inspektionsprogram behövs för att ge underlag för planering och budgetering av framtida driftinsatser. En synergieffekt vid framtagande av ett inspektionsprogram är dessutom att man får ett bättre underlag för att identifiera kvalitetskritiska komponenter i anläggningen.

- En genomgång av de aktuella konstruktionslösningarna för att identifiera olika byggnadsdelar som kan vara i behov av inspektion
- Beskrivning av varje byggnadsdel med avseende på funktion och ingående konstruktionselement
- Definition av målet för inspektionsprogrammet dvs vilka oönskade händelser man vill undvika genom att ha och genomföra ett inspektionsprogram
- Med hjälp av felträdsanalys strukturera de händelsekedjor som leder fram till en oönskad händelse
- Med ledning av felträdsanalyserna identifiera inspektionspunkter för de olika byggnadsdelarna
- Genomgång av inspektionsprogrammets krav på underlag från projektering och byggskede.
- Diskussion av inspektionsmetodik vad gäller inspektionsintervall, omfattning och noggrannhet
- Precisering av den periodiska inspektionens omfattning för de olika byggnadsdelarna
- Förslag till lämpliga inspektionsmetoder, omfattning och tidsintervall

GENOMGÅNG AV KONSTRUKTIONSLÖSNINGAR

I de studerade konstruktionslösningarna kan ett antal byggnadsdelar identifieras som kan vara i behov av inspektion för att säkerhetsnivån skall bibehållas under tunnelns livslängd. En byggnadsdel kan bestå av flera konstruktionselement som var och ett kräver en inspektion. Vid värdering av byggnadsdelens säkerhetsnivå måste hänsyn tas till de ingående elementens kondition och deras betydelse för byggnadsdelens funktion. Följande byggnadsdelar har identifierats:

1. Bergmassa som bärande och tätande element i tak eller väggar
2. Bergmassa och bergförstärkning i form av bultar och sprutbetong i samverkan som bärande och tätande element i tak eller väggar
3. Motgjuten betong som bärande och tätande element
4. Innertakselement för uppsamling av inläckande vatten över körbanor samt omhändertagande av mindre nedfall från bergtaket.
5. Hängrännor och stuprör för avledning av vatten

6. Smala dräner för uppsamling och bortledning av inläckande vatten på frostfritt sätt
7. Breda dräner eller kontinuerlig inklädnad av tak och väggar för uppsamling och bortledning av inläckande vatten på frostfritt sätt
8. Barriärelement som påkörningsskydd, stötskydd-, frost- och brandisolering för ledningar
9. Infästning av fläktar och övriga bergförankrade detaljer.

För de olika byggnadsdelarna som identifierats har en uppdelning i konstruktionselement och funktionsbeskrivning av dessa genomförts.

EXEMPEL PÅ FUNKTIONSBESKRIVNING AV BYGGNADSDDEL

Nedan ges ett exempel på hur funktionsbeskrivningen av en byggnadsdel kan se ut.

Byggnadsdel 4: Innertakselement inklusive upphängningsbultar

I byggnadsdelen ingår tre olika konstruktionselement nämligen själva takelementet, infästningsbultar i bergmassan och infästningsanordningar mellan upphängningsbult och takelement

Takelement

Samlar upp inläckande vatten från bergtaket så att det ej når vägbanan samt isolerar utrymmet mellan takelement och bergmassa mot kyla. Tar hand om mindre nedfall från berg/sprutbetongtaket.

Upphängningsbult

Överför last från inredningsdel till stabil bergmassa eller betongvalv.

Infästningsanordningar mellan takelement och upphängningsbult

Överför last från inredningsdel till upphängningsbult.

MÅL MED INSPEKTIONSPROGRAMMET

Målet med inspektionsprogrammet är att i tid upptäcka funktionsnedsättningar hos de ingående konstruktionselementen så att tillgängligheten och säkerheten i tunnlarna kan bibehållas. Det man vill undvika är givetvis skador och akuta störningar i form av nedfallande föremål etc. men även avstängning av tunneln för oplanerat underhåll kan ge en icke önskad kraftig störning. Inspektionsprogrammet skall också ge underlag för

planering av underhållsåtgärder. För att utreda orsakssambanden som kan leda till oacceptabla störningar har en analys med hjälp av felträd använts.

FELTRÄDSANALYS

Med hjälp av felträdsanalys kan händelsekedjor som leder fram till en oönskad händelse (topphändelsen) struktureras. Topphändelsen har i detta fall definierats som "Driftstörning tunnel". Driftstörningen ska vara av en sådan dignitet att den leder till en längre tids oplanerad avstängning av tunneln. Syftet med analysen är att bryta ner händelsekedjorna till en sådan detaljnivå att det klart framgår vad som är grundorsaken till driftstörningen. På så sätt kan kriterierna för inspektionen definieras, det vill säga svaret på frågan: Vad är det som skall observeras vid inspektionen?

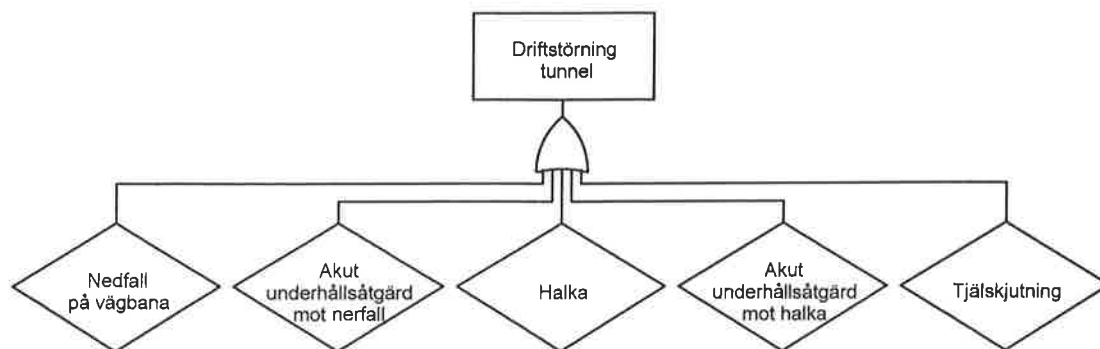
Hela det upprättade felträdet har en sådan storlek att det är svåröverskådligt. För att underlätta har redovisningen av felträdsanalysen därför delats upp i ett principträd, ett huvudträd och ett antal delträd. I det följande presenteras några exempel av de upprättade felträden.

Principträd

I figur 2 visas ett mycket enkelt principträd som visar hur topphändelsen "Driftstörning tunnel" kan brytas ner en nivå. Driftstörningen kan vara orsakad av en eller flera av följande händelser:

- Nedfall på vägbana
- Akut underhållsåtgärd föranledd av hot om nedfall
- Halka
- Akut underhållsåtgärd föranledd av hot om halka
- Tjälskjutning i vägbanan

Nedfall på vägbanan är en typ av händelse som "inte får hända". Nedfallande föremål på trafikanter kan först och främst utgöra en allvarlig risk för personskador men även mindre incidenter utan skador kan få stora ekonomiska konsekvenser på grund av "badwill". Syftet med inspektions- och underhållsarbetet är att undvika sådana händelser genom att funktionsnedsättningar på konstruktionselement ska upptäckas och åtgärdas innan de lett till allvarliga konsekvenser. Händelsen "Nedfall på vägbana" har därför brutits ner till en sådan nivå att grundorsakerna till händelsekedjor som leder fram till nedfall har klarlagts.



Figur 2 Principträd med topphändelsen "Driftstörning tunnel".

Nedfall på vägbana kan ske antingen från innertaket eller från de övriga ytor som ej är täcka av innertak, det vill säga bergytor (sprutade/motgjutna eller osprutade) på vägg, i anfang och i tak, från inklädd bergyta samt från väggelement.

Nerfall från innertak kan bestå av följande:

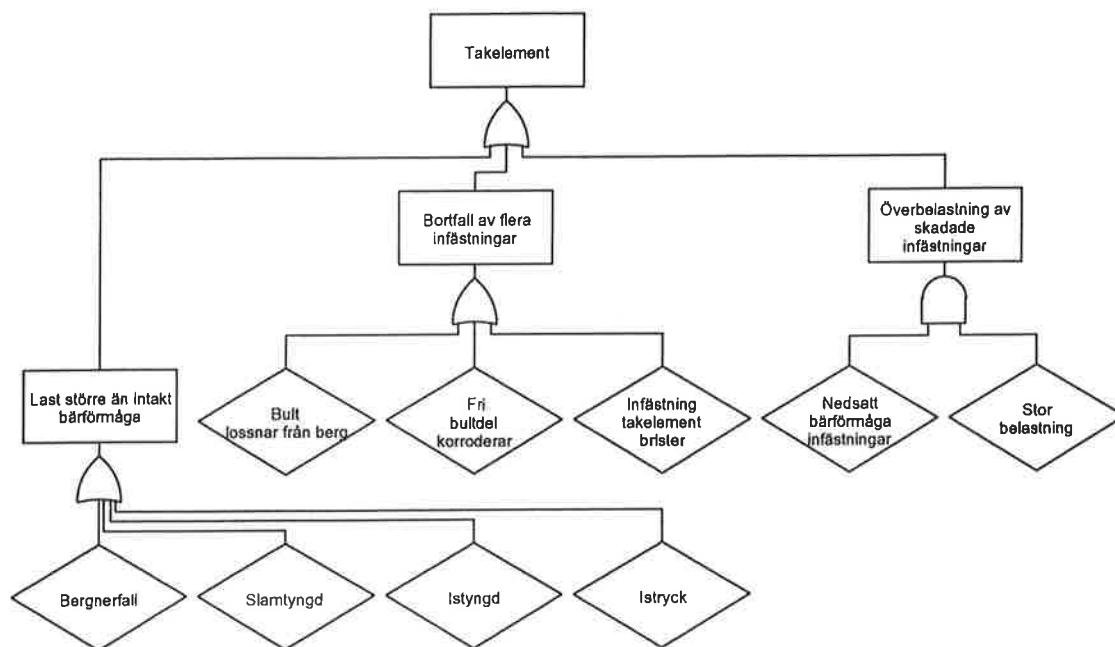
- Takelement
- Betongrester från innertak
- Fläktar och övriga inredningsdetaljer
- Is från innertak

Händelsen "Takelement" kan brytas ned ytterligare i delträd.

Delträd "Takelement"

Händelsen "Takelement" beskrivs med ett delträd i Figur 3. Nedfall av helt takelement kan tänkas ske i något av följande fall:

- Bortfall av flera infästningar. Elementet faller enbart av egenvikt. Bortfallet av infästningar kan vara orsakat av att bulten lossnar från berget, bulten korroderar eller bulten lossnar från takelementet.
- Lasten är större än bärförmågan hos ett intakt element. Den stora lasten kan uppstå till följd av istyngd, istryck, nedfall av berg samt av utfällningar på taket.
- Överbelastning av skadade infästningar. Elementet kan falla vid laster både större eller mindre än dimensionerande. Förutsätter att infästningarna är skadade och att stor last uppkommer.



Figur 3 Delträd "Takelement"

Felträdsanalysen visar att inspektionen skall inriktas mot kontroll av takelementens infästningar i berg (att bulten sitter fast i berget, att anslutningen till elementet är intakt och att bulten inte korroderar), mot laster på innertaket, mot osäkrade block i bergtaket och mot bergbultar.

På samma sätt har alla händelser som kan ge driftstörningar i tunneln analyserats med felträd.

Felträdsanalyserna har resulterat i en identifikation av ett antal inspektionspunkter för de olika byggnadsdelarna. Resultatet sammanfattas i Tabell 1.

Inspektionspunkterna har för respektive byggnadsdel, där så är tillämpligt, delats upp i två kategorier; inspektion av skador som kan ge nedfall på vägbanan och skador som kan ge halka.

INSPEKTIONSPROGRAMMETS KRAV PÅ UNDERLAG FRÅN PROJEKTERING OCH BYGGSCKEDE

Vid beslut om underhållsåtgärder, vad gäller bärande huvudsystem, i driftskedet behövs olika underlag från projektering, byggskedet och driftskedet, se figur 4. En del av denna information, vad gäller framför allt bergmassan, är bara tillgänglig för dokumentation under en kort tid under byggfasen. Det är därför viktigt att denna information dokumenteras innan den byggs in så att den kan användas i de efterkommande skedena.

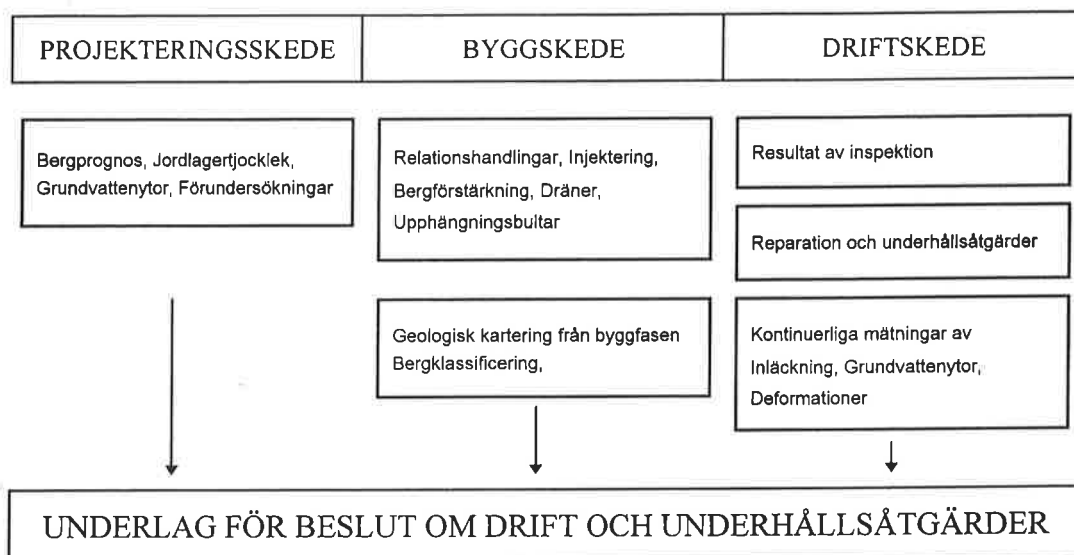
Tabell 1 Sammanställning av inspektionspunkter för olika byggnadsdelar.

Beteck- ning	BYGGNADSDELAR	INSPEKTIONSPUNKTER MED AVSEENDE PÅ:	
		NEDFALL PÅ VÄGBANAN	HALKA
1	Osprutade bergytor, ev med selektiv bultning. Berget är bärande element	Lösa block, lösa stenar Vattenläckage (isbildning) Bergbultar	Vattenläckage
2a	Betongsprutade bergytor, ev med selektiv bultning. Berget är bärande element	Nedbrytning av sprutbetong Sprickbildning i betong Bompartier (Bergbultar)	Vattenläckage
2b	Sprutbetong och bergbultar är bärande element i samverkan med berg	Nedbrytning av sprutbetong Sprickbildning i betong (Bergbultar)	Vattenläckage
3	Motgjuten eller sprutad betong som bärande element	Nedbrytning av betong Sprickbildning i betong	Vattenläckage
4	Innertakselement inklusive upphängningsbultar	Sprickbildning Nedbrytning Laster i form av rasmassor, islast och utfällningar Bultar inklusive förankring i berg och infästning till element	Vattenläckage
5	Hängrännor och stuprör		Slamutfällningar Vattenläckage Istappar
6	Smala dräner	Nedbrytning av sprutbetong Sprickbildning i sprutbetong Bompartier (om vidhäftning utnyttjas) Vattenläckage Utfällningsslam	Vattenläckage Slamutfällning
7	Breda dräner och kontinuerlig inklädnad	Nedbrytning av sprutbetong Sprickbildning i sprutbetong Infästningbultar inklusive förankring i berg och infästning till betong Vattenläckage Utfällningsslam	Vattenläckage Slamutfällning
8	Barriärelement/Väggelement	Infästningbultar inklusive förankring i berg och infästning till betong	
9	Infästning av fläktar och övriga bergförankrade detaljer	Infästningbultar inklusive förankring i berg och infästning till detalj	

Under byggskedet utförs därför en byggnadsgeologisk kartering av tunnarna och redovisas fortlöpande. Karteringen skall utföras direkt efter utsprängning. Berg som av säkerhetsskäl måste förstärkas under byggnadstiden med t ex sprutbetong skall karteras innan berget döljs.

Karteringen skall också innehålla detaljerade uppgifter om alla utförda förstärknings- och tätningsåtgärder.

Karteringen ingår som en viktig del i verifieringen av bergtunnelns motståndsförmåga och val av bergförstärkning.



Figur 4 Underlag för beslut om underhållsåtgärder.

Krav på utförda kontroller

Vid genomgång av konstruktionslösningarna identifierades ett antal byggnadsdelar bestående av olika konstruktionselement. Med hjälp av felträdsanalyser beskrevs de händelsekedjor som kan leda fram till en oönskad händelse. För varje konstruktionselementen har möjliga orsaker till felfunktion sammanställts samt de kontroller och inspektioner som kan utföras för att eliminera dessa fel. Kontrollerna har delats upp i vad som bör ske under själva byggskedet och vad som skall ske under driftskedet dvs vad inspektionsprogrammet skall ta hand om. Nedan visas en sådan sammanställning för konstruktionselementet "upphångningsbult". Genomgången visar att vissa kontroller måste utföras i byggskedet eftersom inspektion i driftskedet inte kan upptäcka vissa fel.

Upphängningsbult

Kontroll i byggskede	Inspektion i driftskede
<i>Ingjutningen i bergmassan eller betongvalv blev ej fullgod vid utförandet</i>	
Provdragning av upphängningsbulten till dimensionerande last innan inredningsdel monteras.	
<i>Skador uppkom på bulten i samband med montering av inredningsdel</i>	
Inspektion av upphängningsbult efter montering av inredningsdel.	
<i>Ingjutningsmassan bryts ned med tiden och bärförmågan minskar</i>	
Montering av testbultar i olika miljöer längs tunneln.	Provdragning av testbultar till dimensionerande last vid de periodiska inspektionerna.
<i>Bergmassan där bulten är ingjuten förlorar sin stabilitet, t ex bulten är ingjuten i ett bergblock som lossnar från omgivande stabil bergmassa</i>	
	Periodisk inspektion av bergmassan eller i förekommande fall sprutbetongen runt bulten för att bedöma bergmassans stabilitet.
<i>Bulten korroderar med tiden och bärförmågan minskar</i>	
	Periodisk inspektion av upphängningsbulten med avseende på korrosion
<i>Lasten från inredningsdel överskrider det dimensionerande värdet</i>	
	Periodisk inspektion av inredningsdel med avseende på extra laster för vilka upphängningsbulten ej är dimensionerad.

INSPEKTIONSMETODIK

Med begreppet inspektionsmetodik avses tillvägagångssätt vid inspektion av berg, bergförstärkning, infästningar i berg och dräneringssystem samt kopplingen till uppföljning och eventuella åtgärder.

Inspektionen kan delas upp i periodisk inspektion och kontinuerlig tillståndsovervakning med givare.

En periodisk inspektion kan avse såväl visuell besiktning av t ex en sprutbetongförstärkning, direkt mätning av t ex avrostning hos en konstruktionsdetalj eller funktionskontroll av t ex en värmekabel. Vid inspektionen klassas skadornas omfattning för att utgöra underlag för planering av underhållet. Vid varje inspektion kan alla element eller bara ett urval av elementen inspekteras. För att kunna utföra en periodisk inspektion till rimliga kostnader och för att kunna genomföra en hel inspektionscykel inom acceptabel tid, måste man välja att inspektera ett urval av elementen vid varje inspektionstillfälle och eventuellt även att använda en snabb men översiktlig metod (utrustning) för inspektionen.

Tillståndsvärdering av enskilt konstruktionselement

För varje konstruktionselement eller del av konstruktionselement som inspekteras görs en värdering av skadorna och elementets kapacitet enligt följande klassindelning. Klassindelningen ansluter till ett förslag framtaget inom Nordiska Väg Föreningen.

Klass

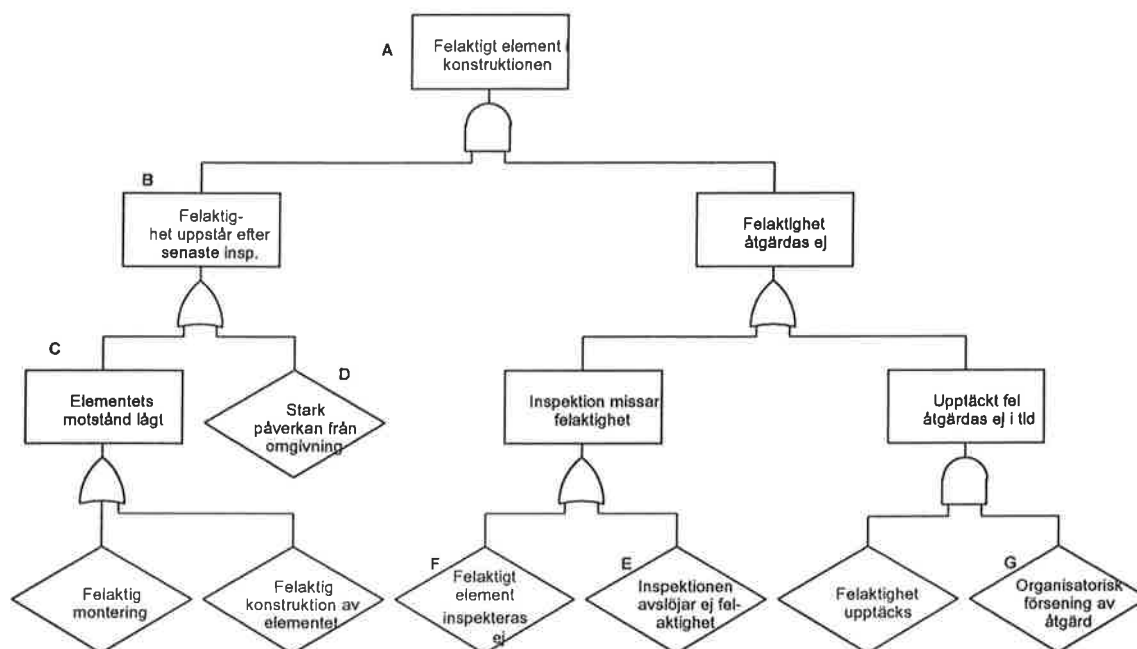
- | | |
|---|---|
| 0 | Inga eller obetydliga skador. Konstruktionselementets kapacitet motsvarar ett nyinsatt element. |
| 1 | Mindre tecken på nedbrytning. Skador kan förekomma och har utvecklats under många år. Inget utbyte är nödvändigt då elementets kapacitet i stort sett motsvarar ett nytt element. |
| 2 | De förekommande skadorna befinner sig på en låg utvecklingsnivå. Utbyte kan utföras vid lämplig tidpunkt då det dröjer mer än fem år innan elementets kapacitet överskrids. |
| 3 | Skadorna har utvecklats och är så omfattande att risk föreligger att elementets kapacitet överskrids inom tidsintervallet två till fem år. Elementet bör bytas inom två år. Förtätad inspektion utförs tills dess elementet är utbytt |
| 4 | Elementet är så svårt skadat att dess kapacitet bedöms överskridas inom tidsintervallet 3 mån till 2 år. Elementet bör bytas inom 2 månader. |
| 5 | Elementet är fullständigt nedbrutet och fungerar inte längre. Utbyte krävs omedelbart. |

För varje konstruktionselement definieras typ av skada och utvecklingsnivå av skadan för att elementet skall klassas i respektive klass. T ex lätt ytrost på en upphängningsbult medför att den klassas i klass 1 enligt ovan.

Inspektionsintervall, omfattning och noggrannhet

Målet och syftet med inspektionsprogrammet är att undvika felaktiga element i tunnelkonstruktionen. Med felaktig avses en sådan magnitud på skada att önskad funktion inte uppnås. I vissa fall krävs att minst två element faller bort för att funktionen hos en byggnadsdel skall upphöra t ex upphängning av ett takelement.

I figur 5 visas ett felträd för att ett felaktigt element skall finnas i konstruktionen och inte åtgärdas i tid

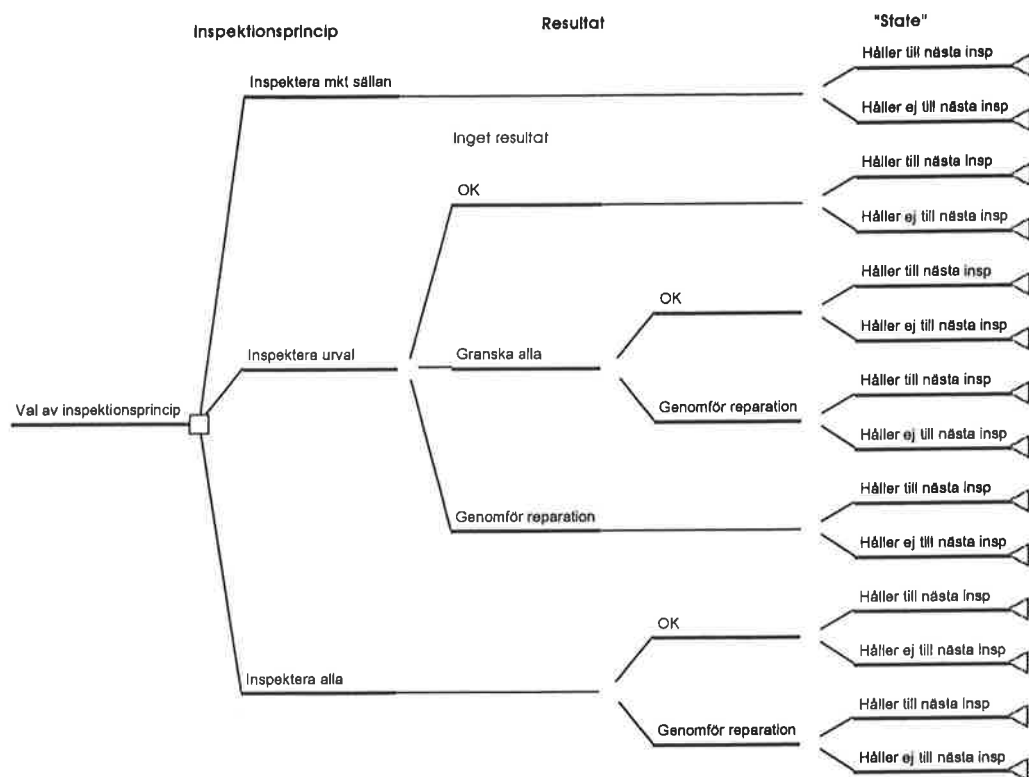


Figur 5 Felträd över inspektionssystem.

Ovanstående felträdsanalys visar på vikten av följande egenskaper hos ett inspektionsprogram:

- Inspektionsintervall (avgör möjlighet att följa tidsberoende nedbrytningsprocesser)
- Val av inspektionsprincip (100 % varje gång eller del av totala antalet element)
- Inspektionsmetodernas noggrannhet (upptäcks de felaktigheter som finns vid inspektionen av elementet)
- Kopplingen mellan inspektionsprogram och åtgärdsprogram.

Inspektionen kan omfatta periodisk inspektion av alla element eller av ett urval element eller också kan man välja att inspektera mycket sällan. De olika alternativen visas i ett beslutsträd i figur 6.

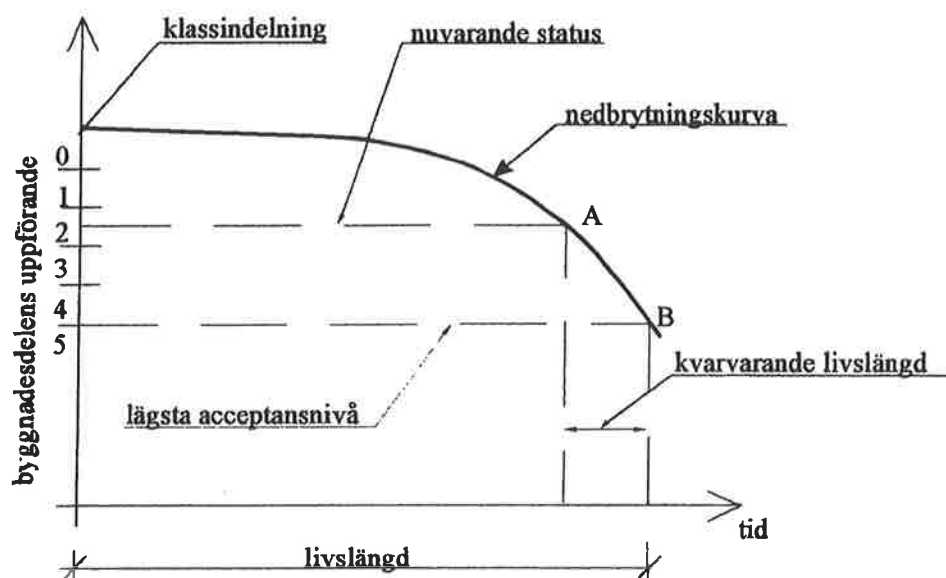


Figur 6 Beslutsträd över val av inspektionsmetod.

Beslutsträdet kan användas för val av inspektionsprincip om man känner kostnaderna och sannolikheten för olika utfall. Denna analys har inte gjorts i nuläget eftersom kostnader etc inte är kända ännu. Man kan även analysera trädet med avseende på värdet av inspektion, om man känner inspektionens förmåga att upptäcka fel.

Tidsintervall mellan inspektioner avgörs främst av; bedömd sannolikhet för felfunktion, konsekvens av fel och behovet av att dokumentera och hastighetsbestämma tidsberoende nedbrytningsprocesser. Olika tidsintervall kan vara nödvändigt att använda för olika konstruktionselement och olika delar av tunnelsystemet. Tidsintervallet kan förlängas eller förtätas, vilket beslutas efter varje genomförd inspektion. I princip kan problemställningen illustreras som i figur 7.

Nerbrytningen av elementens funktion med tiden är inte känd i detalj. Inspektionsintervallet måste avpassas så, att det finns tillräcklig säkerhet mot att väsentliga element inte hinner brytas ner så långt att de inte längre fungerar. Detta innebär att inspektionsintervallet måste vara så kort att ett element som vid föregående inspektion inte bedömdes i behov av utbyte inte hinner passera gränsen för funktion. Hur lång denna tid är beror på respektive elements ursprungskondition och på dess närmiljö, det kommer alltså att finnas en spridning mellan elementen.



Figur 7 Problemställningen val av inspektionsintervall

För att eliminera grova fel vid montering av t ex upphängningsbultar rekommenderas att dessa provdras till minst beräknad arbetslast (proof-loading).

Ovanstående felträdsanalys, figur 5, pekade på vikten av att upptäckta fel åtgärdas innan de utvecklas till driftstörningar i tunneln. För att uppnå detta måste efter varje inspektion ett åtgärdsprogram upprättas där underhåll och byte av element planläggs. Det är också viktigt att vidtagna åtgärder dokumenteras.

INSPEKTIONSMETODER

Inspektionens omfattning för olika byggnadsdelar

Med ledning av utförda felträdsanalyser, beskrivningar av byggnadsdelar och analys av möjliga felfunktioner har omfattning av den periodiska inspektionen föreslagits för de olika byggnadsdelarna. Nedan visas föreslagen inspektion av byggnadsdel 4, innertakselement inklusive upphängningsbultar.

Byggnadsdel 4. Innertakselement inklusive upphängningsbultar

- Kartering av genomfuktning och läckagepunkter.
- Kartering av missfärgningar och bedömning av orsak.

- Kartering av sprickbildning på undersida takelement och bedömning av orsak till sprickbildning (dragspricka, skjuvspricka, momentbrott etc).
- Kontroll av betongens hållfasthet med icke förstörande provning.
- Kontroll av nedfall på takelement från sprutbetong eller osprutat berg.
- Kartering av sprickor i sprutbetong över takelement.
- Kontroll av korrosionsangrepp på upphängningsbultar.
- Kontroll av korrosionsangrepp på infästningsanordningar i takelement.
- Provdragning av speciellt monterade testbultar.

Inspektionsmetoder

Genomgång av de olika byggnadsdelarnas behov av inspektion gav en lista på erforderliga inspektionsmetoder enligt nedan:

- kartering av sprickor på åtkomliga ytor
- kartering av sprickor och inspektion av ej åtkomliga ytor
- kartering av genomfuktning och läckagepunkter
- kartering och mätning av korrosionsangrepp
- mätning av betongs hållfasthet
- provdragning av testbult
- kartering av igensättning av hängrännor
- funktionskontroll av värmekablar
- kontroll av igensättning i dräner och bakom kontinuerlig inklädnad
- kontroll av vidhäftning mellan sprutbetong och berg
- kontroll av lösa stenar och block.

Inspektionsmetoders träffsäkerhet

En beräkning av de olika inspektionsmetodernas träffsannolikhet för de studerade skadefallen kan inte göras från kända data (erfarenheter från inspektion av tunnlar med likvärdiga konstruktionslösningar), eftersom sådana saknas. Enda möjligheten är därför att basera sannolikhetsuppskattningen på expertutsagor.

Flera möjliga metoder för detta finns tillgängliga. I detta fall valdes att använda en metod med parvisa jämförelser (pair-wise comparisons) eftersom den görs individuellt samtidigt som den väger samman hela gruppens svar.

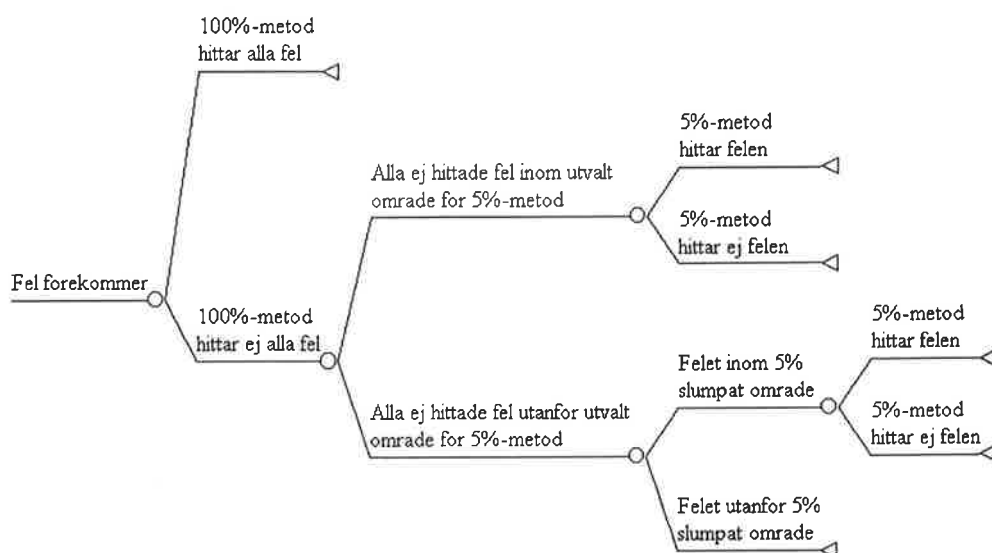
Metoden baseras på att man jämför olika inspektionsmetoder parvis och för varje par anger vilken metod som är att föredra när det gäller förmågan att hitta ett eventuellt fel av angiven sort (det krävs alltså ingen uppskattning av hur mycket bättre man anser att metoden är). För en detaljerad beskrivning av metoden se till exempel Kirwan (1994), Seaver & Stillwell (1983), Comer & Seaver (1984).

I tabell 2 visas resultatet av relativ ranking av inspektionsmetodernas träffsannolikhet för olika skadetyper.

Tabell 2 Relativ ranking av inspektionsmetodernas träffsannolikhet.

SKADETYPER	INSPEKTIONSMETODER					
	1) Scanning av innertak	2) Okulär besiktning från sky-lift	3) Okulär besiktning från sidolucka utan hjälpmedel	4) Inspektion från sidolucka med fjärrstyrd kamera	5) Inspektion med rälsgående kamera	6) Detaljinsp efter nedtagning av takelement
Överhängande hot om nedfall av stort block (osprutat berg)	-	-	0	32	10	100
Överhängande hot om nedfall av stort block (sprutbetongförstärkt berg)	-	-	0	45	19	100
Inträffat nedfall av sten, block eller sprutbetong	0	0	18	46	40	100
Skada på tätskiktet på innertakets ovansida	23	38	0	33	27	100
Skada på själva takelement (frostskada, sprickor eller armeringskorrosion)	45	60	0	30	25	100
Skador på berg- och upphängningsbultar och infästningar (osprutat berg)	-	-	0	44	24	100
Skador på berg- och upphängningsbultar och infästningar (sprutbtg förstärkt berg)	-	-	0	45	19	100
Igensättning (större ansamling av slam på takets ovansida och/eller i hängränna)	0	18	45	60	48	100

Har man väl sannolikheten för de olika inspektionsmetoder kan man beräkna sannolikheten för att hitta skador vid användning av olika kombinationer av inspektionsmetoderna samt om metoderna används på hela ytan eller man bara inspekterar ett utvalt eller slumpat område. Beräkningsmetodikens illustreras i figur 8.



Figur 8 Illustration av beräkningsmetodikens för att bedömma ett inspektionsprogramms träffsannolikhet för ett skadefall där vissa metoder används bara inom dels utvalda 5% av området dels inom slumpade 5% av området

SLUTSATSER

Den använda metodiken med en systematisk genomgång av föreslagna konstruktionslösningar, felträdsanalys för att strukturera händelsekedjor som kan leda till oönskade händelser har varit ett bra hjälpmedel vid framtagande av ett förslag till inspektionsprogram. Vi har fått ett verktyg som kan hjälpa oss att optimera tekniska lösningar och att bygga in rätt kvalitet. Vi har kunnat anvisa inspektionsmetoder för alla olika påvisade risker.

För att kunna göra en fullständig sannolikhetsbaserad analys av ett inspektionsprogram krävs mer kunskap om olika inspektionsmetoders träffsannolikhet mm än vad vi har i nuläget.

Ett optimalt inspektionsprogram kan inte skapas i projekteringsskedet utan det är väsentligt att programmet justeras och kompletteras i takt med att erfarenheter från driften av tunnelarna samlas in.

SAMMANFATTNING

Vid framtagande av ett inspektionsprogram för bergunderhåll har en systematisk genomgång av föreslagna konstruktionslösningar utförts. Händelsekedjor som kan leda till skada eller oönskade händelser har studerats med hjälp av felträdsanalyser. I artikeln diskuteras också inspektionsmetodik vad gäller inspektionsintervall, omfattning och noggrannhet.

SUMMARY

A systematic analysis of the different design solutions has been done during the process to developing a program for inspection. Events that can turn in to damage or unwanted events have been analysed with fault trees. In the paper also inspection methods, inspection intervals, extent of inspection and the precision of the inspection methods are discussed.

REFERENSER

- Baecher, G.R., 1981. Risk screening for Civil engineering facilities. MIT CER-81-7.
- Bergarbete. Arbetarskyddsstyrelsens Författningssamling. AFS 1986:17.
- Comer, M.K. & Seaver, D.A., 1984. Generating human reliability estimates using expert judgement. NUREG/CR-3688/1.
- Frisén, M., 1978. Beslutskriterier och statistisk metodik vid medicinsk diagnostik. Seminar paper 1978:02. Göteborgs Universitet, Statistiska institutionen.
- Haack, A., Scheyer, J. Och Jackel, G., 1995. Report to ITA Working Group on Maintenance and Repair of Underground Structures: State-of-the-art of Non-destructive Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining. Tunnel and Underground Space Technology, Vol. 10, No. 4. Pp. 413-431, 1995.
- Kirwan, B., 1994. A Guide to Practical Human Reliability Assessment. Taylor & Francis, London.
- Seaver, D.A & Stillwell, W. G., 1983. Procedures for using expert judgement to estimate human-error probabilities in nuclear power plant operations. NUREG /CR-2743.
- Thomsen, J. V. et al. 1996. Drift og vedlikehold av vegtunneler. Skrift från Nordisk Vägförening. Under utgivande.

INJEKTERING

Rock grouting

Introduktion: Gunnar Gustafson, CTH

SVENSK INJEKTERINGSFORSKNING - 30 ÅR

Swedish research work regarding grouting of rock - 30 years

Håkan Stille, Kungl Tekniska Högskolan

1. INLEDNING

Forskning och utveckling inom injekteringsområdet i mer vetenskaplig mening är relativt ung i Sverige. Idag har ett markant ökat intresse visats från ett flertal olika företag och organisationer såsom SKB och entreprenörföretagen Skanska, Stabilator, NCC och Besab. SveBeFo har på ett mycket tidigare skede insett behovet av forskning och har sedan länge stött forskningen. Syftet med detta föredrag är att ge en bild av utvecklingen inom injekteringsområdet de sista 30 åren. Någon avsikt föreligger ej att vara heltäckande utan mer ge en kort beskrivning av problemställningar och forskningsresultat som redovisats under denna tidsperiod.

Det är viktigt att påpeka att mycket kvarstår och fortfarande finns det stora luckor i vårt vetande inom injekteringsområdet.

2. PIONJÄRTIDEN 1966 - 1977

Denna tid kännetecknas av ett fastställande av problemets natur och första försök till att förstå injekteringsprocessen av berg.

En av pionjärerna inom området var Claes Alberts som i egenskap av direktör för specialistföretaget Stabilator hade ansvaret för flera stora injekteringsarbeten, främst med anknytning till damminjektering. I sin skrift från 1966 behandlas förinjektering av tunnlar mycket kortfattat. Han skriver bland annat: "En annan gång kan det vara risken för skadlig grundvattensänkning som gör att man måste kräva en nästan fullständigt tät tunnel. Erfarenheten visar att det endast är i undantagsfall och med en betydande arbetsinsats, som man med cementinjektering kan driva tätheten till en sådan grad av täthet. Det är ju inte heller ägnat att förvåna med tanke på att cementet är en relativt grovkornig produkt jämfört med den obetydliga sprickvidd som det här gäller."

I och med detta har man konstaterat en viktig problemställning vid cementinjektering.

En annan av de stora pionjärerna var Carl-Olof Morfeldt som i flertal artiklar och föredrag påvisade problemet med vatten vid tunneldrivning i berg (1967). Sambanden mellan inläckning, grundvattensänkningar och skador blir tydliggjorda. Han redogör bland annat för ett gammalt fall i Oslo som skadas vid tunneldrivning på grund av inläckande vatten. "Sättningar på upp till 350 mm uppmättes under en period från 1913 - 1916. Sedan betong injekterats i sprickzonerna och tunneln helt klätts in återställdes den sänkta grundvattennivån."

För att försöka förstå och bemästra de problem som iakttagits startades forskningsarbeten under ledning av Sten G.A. Bergman. Syftet med dessa försök var att förstå hur injekteringsmedel kan tränga in i smala spalter (1970). Kornstorlekens betydelse framkom tydligt i deras försök, se figur 1. Försök gjordes att beskriva injekteringsmedlens reologiska egenskaper med begreppet dynamisk viskositet, dock utan att man förstod de uppmätta skillnaderna i inträngningshastigheten, se figur 2.

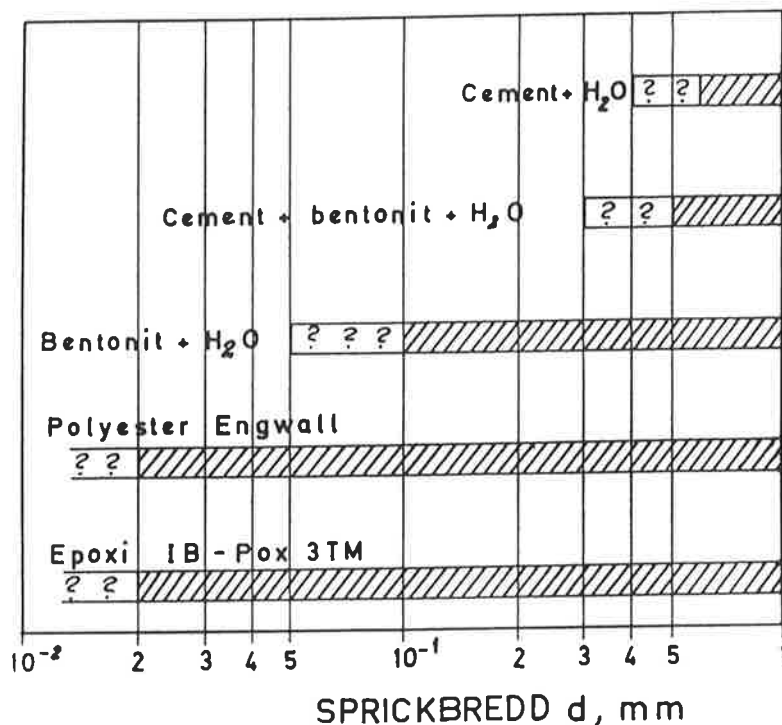


Fig. 1

Försöksresultatens tolkning för praktiska tillämpningar i öppna sprickor ||||| = inträngning är trolig, ???? = inträngning är möjlig men saknar stöd i försöksresultaten (Temperatur +20° till +25°C).

An interpretation of how these experimental results could be applied to open cracks. ||||| means probable penetration. ???? means possible penetration (no evidence having been found in the experiment results). Temperature +20°C.

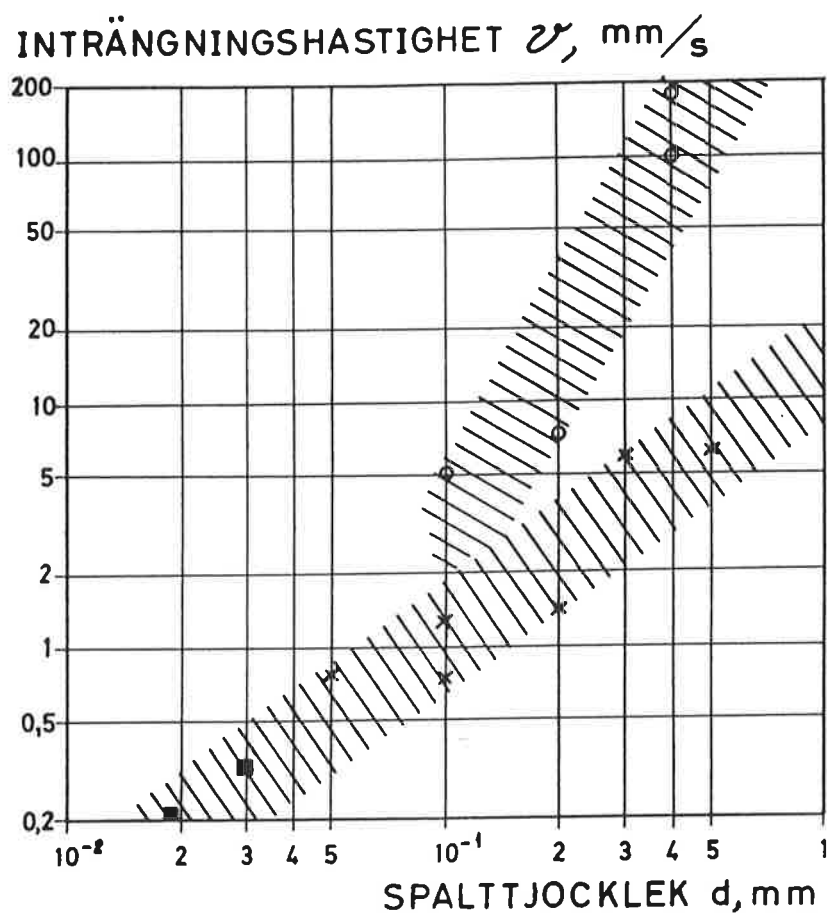


Fig. 2

Inträngningshastighet v som funktion av spaltbredd d för (x) Epoxi IB-Pox 3 TM och (o) Bentonit M-HC:H₂O = 1:20 vid 0,5 bar och +25°C. De fyllda kvadraterna (■) hänför sig till omräknade medelvärden från sandpelarförsöken med epoxipreparaten.

Penetration rate (v) as a function of gap with (d) for epoxy IB-Pox 3 TM (x) and a mixture of bentonite M-HC and H₂O at a ratio of 1:20 (o) at 0.5 bar and +25°C. The shaded squares represent converted average values obtained from the sand column experiment carried out using an epoxy compound.

Försöken utvidgades att även gälla keminjektering för att förbättra inträngningsförmågan i tunna spalter (1975). Dessa försök belyste dels begreppet gel-tid, dels viskositetens betydelse för inträngningshastigheten för kemiska medel, se figur 3.

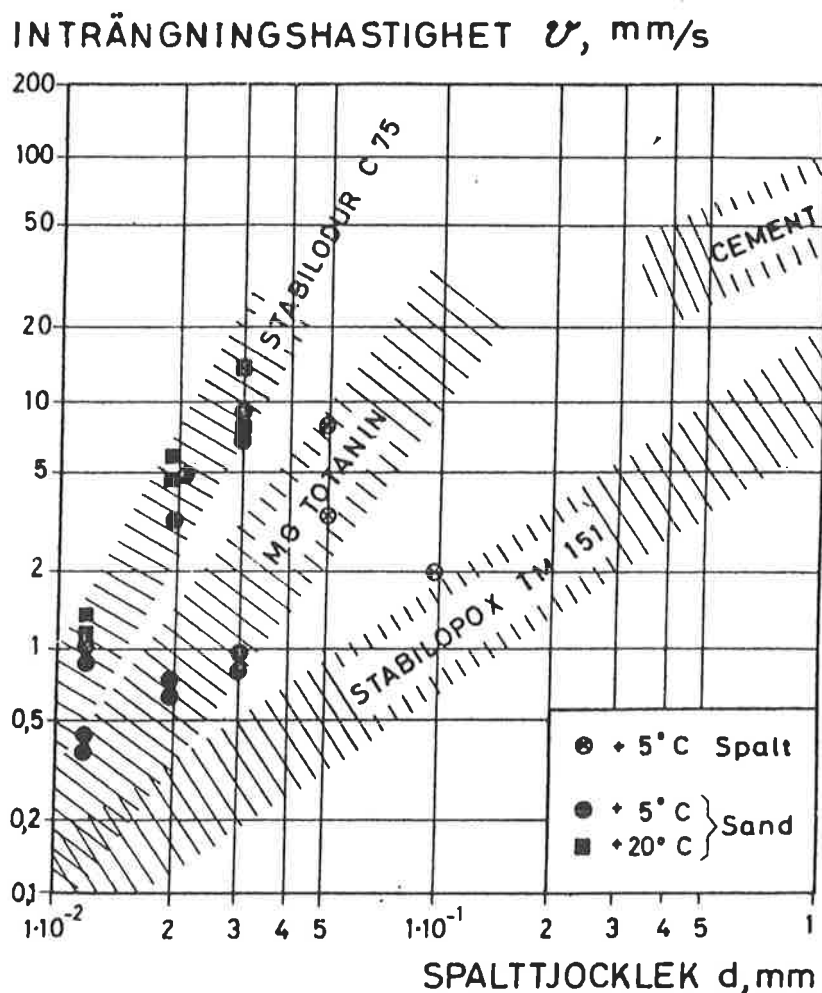


Fig. 3 Inträngningshastighet v som funktion av spalttjocklek d för Mg-Totantin, Stabilopox TM 151, Stabilodur C 75 och cement vid tryck 0,05 MPa. Resultat från sandpelarförsöken har omräknats till spalttjocklek (2).

Penetration velocity v as a function of gap width d for Mg-Totantin, Stabilopox TM 151, Stabilodur C 75 and cement at pressure 0,05 MPa. Results from the sand column tests have been converted into gap width according to the principles outlined in (2).

Den kraftiga ökning av tunnelbyggen för olika infrastrukturändamål fokuserade på behovet av projekteringsmetodik för tätning av bergtunnlar. Två av pionjärerna inom detta område var Lars Lysén och Kaj Palmqvist (1976). De redovisade såväl specifika kvantiteter som kostnader för förinjektering.

3. KUNSKAPSSYSTEMATISERING 1977 - 1985

Trots en intensiv utveckling främst på keminjekteringsidan (T Nilsson, 1977, P Borchard, 1980 och N-O Sandel, 1980) samt mer udda metoder som vakuuminjektering (Alberts, 1980) och elektrofores (Lindblom, 1980), kvarstod många frågetecken vilket manifesterades i C-O Morfeldts föredrag (1977) "Är injektering i berg en svartkonst?" I dessa artiklar dokumenterades keminjekterings förmåga att fintäta berg. Frågor om arbetsmiljö och beständighet berördes, dock endast mycket perifert.

Ett intressant påpekande gjordes av P Borchard (1980) där han visar på att injekteringssuspensioner är av typ Binghamvätskor, dvs har en definierad flytgräns som måste överstigas för att få inträngning. Han påvisar även ett samband där räckvidden är omvänt proportionell mot flytgräns, se figur 4. Betydelsen av detta har belysts och utvecklats i senare forskning.

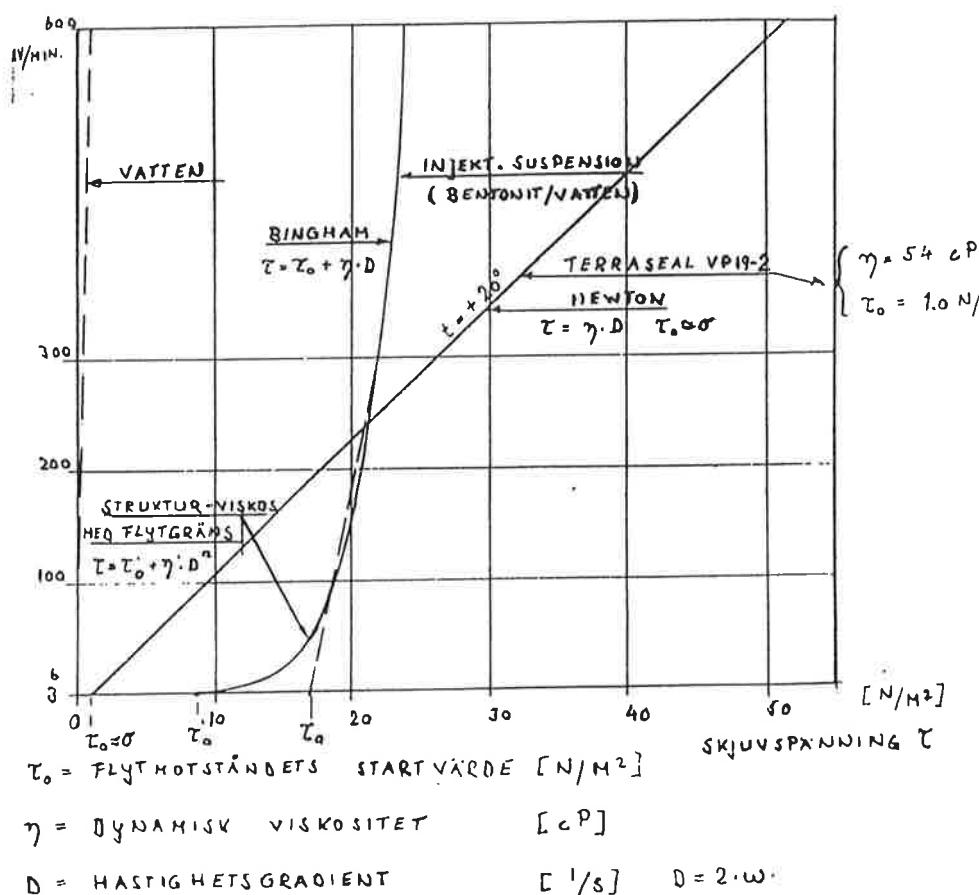


Fig. 4 Flytegenskaper av Terraseal VP 19-2 (Test i rotations viskosimeter, Borchard, 1980)
Rheological properties of Terraseal VP 19-2 (Test with viscometer, Borchard, 1980)

Två viktiga dokument togs fram under denna period, dels "Bergtekniska anvisningar, BTA, vid utsprängning av tunnlar och bergrum med hänsyn till främst bergtäckning och täthetskrav" A Hellgren (1980 och 1982), dels metodik för "Provning av injekteringsmedel för fintätning av berg" L Andréasson et al (1980).

Det första dokumentet sammanfattade den kunskapsnivå som fanns om praktisk injektering. Den teoretiska grund till de samband som redovisades vad gäller tillåten inläckning och uppmätta vattenförluster hade tagits fram av S. G.A Bergman och redovisats i en BeFo-rapport från 1982 "Täta tunnlar lagom" av S.G.A Bergman och G. Nord. Bergmans ekvation löd:

$$V_f \leq V_g = \frac{C_o}{10} \cdot \frac{Q}{U\sqrt{p}}$$

där V_f är uppmätt vattenförlust
 Q är tillåten inläckning
 p är grundvattenkvot
 U är omkretsen
 C_o är en konstant som beror på bergtrycket

Av speciellt intresse är Bergmans och Nords figur, där de sammanfattar kunskapen vad gäller svårighetsgraden att utföra en injektering, se figur 5. Med rimlig ansträngning kan man reducera inläckaget med en faktor 10. Krävs större reduktion blir tätningsarbetena svåra.

Arbetena under denna period avslutas med den omfattande sammanställningen K Palmqvist gjorde 1983 av erfarenheter från 7 stora tunnelprojekt.

En av de viktiga slutsatserna var den dåliga korrelationen som fanns mellan vattenförlust och åtgången cementmängd. Detta beskrivs av Palmqvist på följande sätt: "Vid jämförelse med fig. 6.4.1 och 6.4.8 framgår att cementåtgången per meter borrhål vid vattenförluster mindre än 1 l/min m MPa i stort visar samma fördelning som vid genomsnittsvärdena för skärmar i de olika borrhålsklasserna. Detta innebär att de enskilda vattenförlustvärdena dåligt förutsäger i vilken grad berget är injekteringsbart med cementsuspensioner. Om vattenförlustmätningar skall kunna ge tillförlitlig information om bergets injekterbarhet med cementsuspension fordras att vattenförlusterna relateras till typfall (i första hand sprickmönstertyp) med uppskattade frekvenser av vattenförande spricktyper."

Den sista meningen är av stor betydelse och har teoretiskt styrkts i senare forskning.

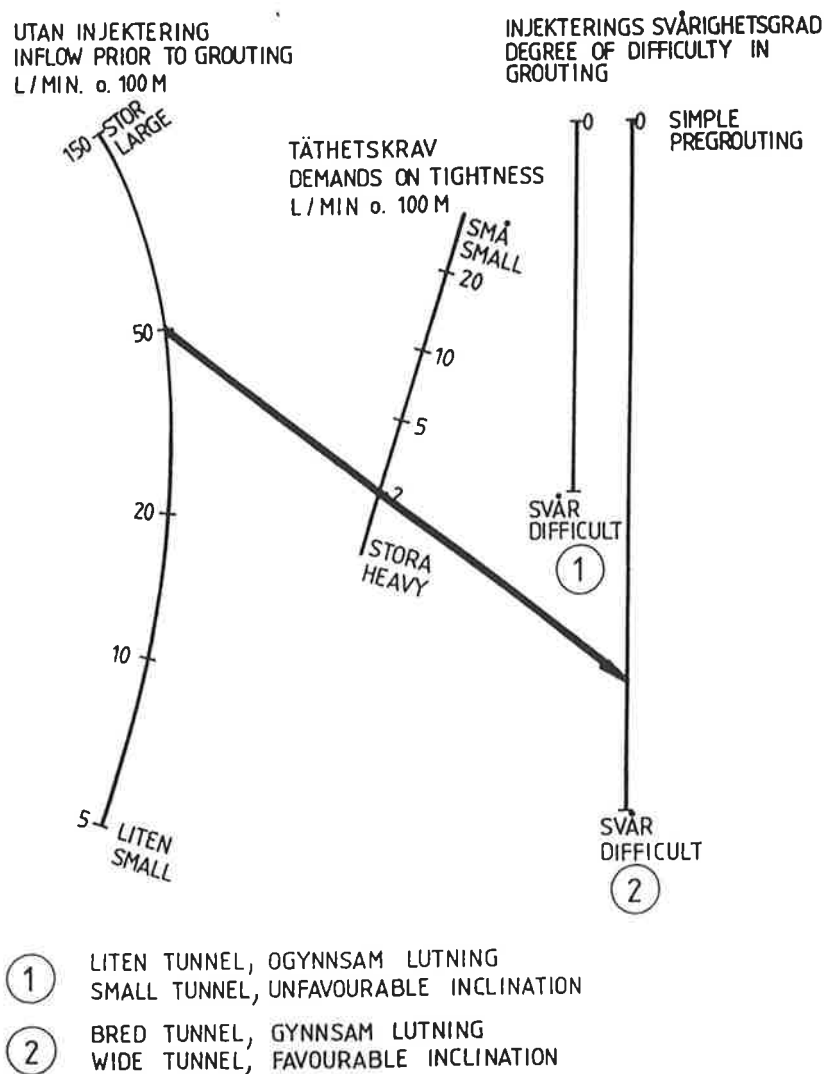


Fig. 5 Linjenomogram över principalsamband mellan vatteninläckning, täthetskrav och injekteringsproblem. Observera att siffrorna endast avser att illustrera storleksordningar. Interrelation between original inflow, demands on tightness and grouting problems in principle. Figures represent orders of magnitude only.

G Bäckbloms sammanställning av erfarenheterna från Bolmentunneln 1986 bör dock även räknas till denna epok. Han skriver bland annat i sina slutsatser: "En lyckad injektering är en kedja av lyckade delhändelser. Den nuvarande kunskapen om vilka delsteg som är nödvändiga för ett gott tätningsresultat är dock oklar. Kunskapen om varför injekteringar lyckas eller misslyckas är fragmentarisk."

Vidare påpekar han flera faktorer av betydelse för att erhålla ett bra resultat såsom

- 1) Sprickgeometrin och antal sprickgruppers betydelse
- 2) Förhindra stuffläckage
- 3) Minimiutträngning erfordras för att ej skadas av deformationer vid sprängning och berguttag
- 4) Behov av fortsatt teknisk utveckling

4. FORSKARNAS EPOK 1985 - 1993

I och med publiceringen av rapporten "Injekterings styrmekanismer" av Hässler et al 1985 gavs en mer stringent formulering av injekteringsmedlens flöden i tunna spalter. Skillnaden mellan Binghamflöden och Newtonska vätskor belystes.

Två nya injekteringsmedel introducerades, det så kallade "Bolmenbruket" 1986 av T Nilsson och TACCS av I Bogdanoff (1989). Det första bruket var en blandning av cementbruk och kembruk och begränsade volymsåtgången och snabbade upp cykeltiderna. Det andra bruket var ett enkomponents polyurethanbruk för såväl fintätning som att stoppa större vattenflöden.

Problem med beständighet uppmärksammades 1986 av U Nordstedt och studeras mer i detalj 1988 av J Alemo et al. Det kunde konstateras att under vissa grundvattenkemiska förutsättningar kan man erhålla en snabb urlakning av cementen.

År 1991 presenterade L Hässler sin doktorsavhandling "Grouting of Rock Simulation and Classification". Viktiga resultat som framkom var dels metodik att mäta injekteringsmedels reologiska egenskaper, dels förståelsen för spridningsmekanismerna i sprickigt hårt berg. Ett förslag till klassificering av berg ur injekteringssynpunkt lades även fram. Teorierna byggde på de tidigare arbetena och en viktig slutsats beskrivs av följande ekvation som beskriver max.inträngningens relation till tryck, medel och kanalvidd

$$I = \frac{\Delta P}{2 \tau_o} \cdot b$$

Modell för klassificering, se figur 6, har sedan legat till grund för fortsatta utvecklingar.

The Piece of Cake model

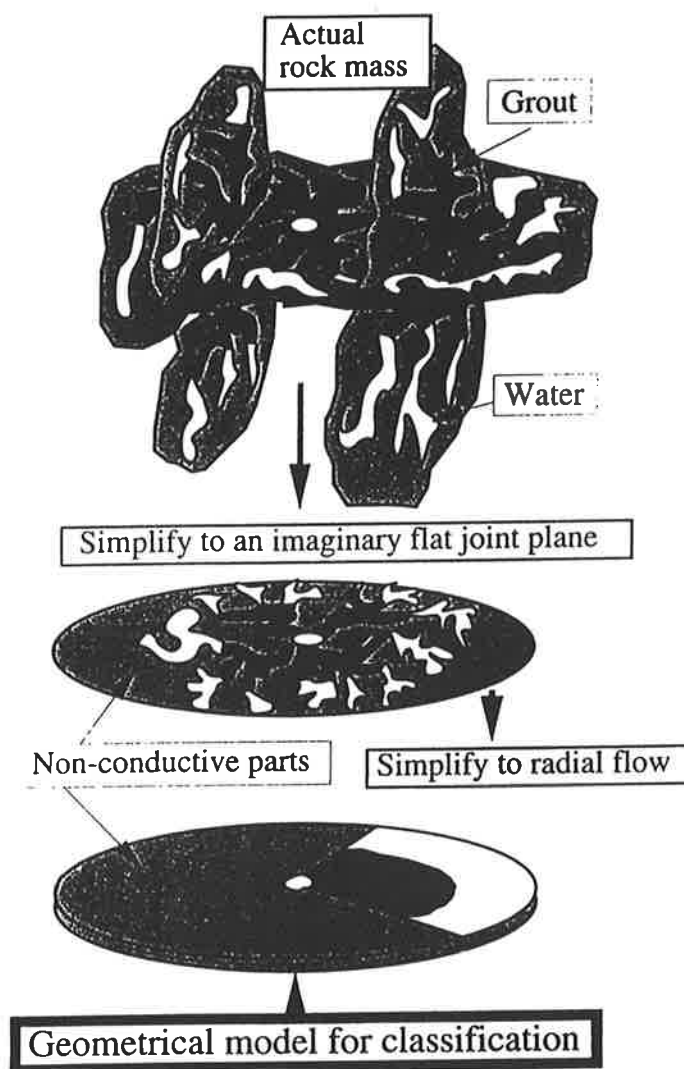


Fig. 6 Klassificeringen utföres genom en förenkling av bergmassan.
Classification is done using a simplification of the rock mass.

Ungefär samtidigt med Hässlers arbete utförde R Pusch och L Börgesson med medhjälpare ett omfattande arbete med såväl teoriutveckling som praktiska försök för SKB (1991) och (1992). Deras inriktning var mot problemet fintätning av berg runt ett lager för kärnavfall.

För sina syften använde de ett annat material än Binghamvätskor. De observerade hur frekvens påverkar flytegenskaperna och gör bruket mer lättflytande, se figur 7.

900521 U-cem, w/c=0.55, SP=1.4%, f=40Hz, t=30min

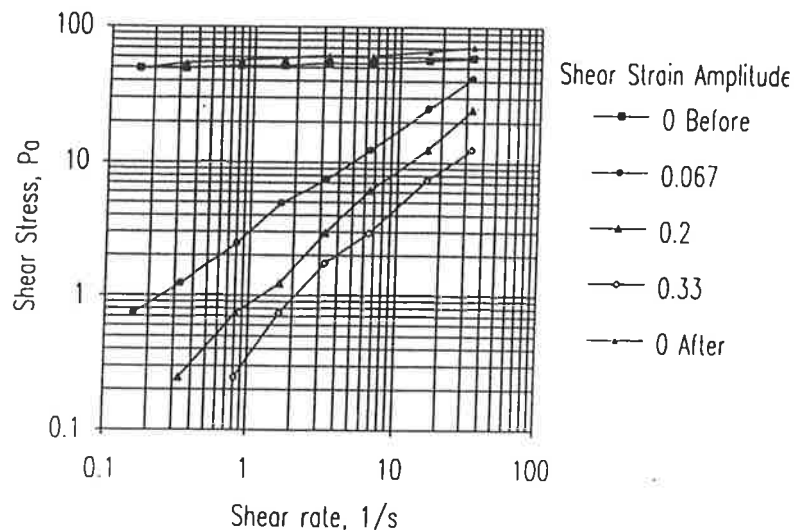


Fig. 7 Viskosimeterprovning av Mikrodur som visar på ett icke-Newtonskt uppförande även vid höga skjuvhastigheter. Viscometer tests on Mikrodur illustrating the non-Newtonian behaviour at static shear even at high shear rates.

Enligt deras modell finns ingen teoretisk övre gräns för inträngningen. De tätningsresultat de uppnådde är uppseendeväckande i och med att de lyckats täta ett berg med hydrauliska konduktiviteter av ca $3 \cdot 10^{-9}$ m/s ned till ca $6 \cdot 10^{-10}$ m/s.

I samband med byggande av Äspö Hard Rock Laboratory utfördes såväl teoretiska som praktiska utvecklingsarbeten. Dessa har avrapporterats av Stille, Gustafson et al 1993 och 1994.

Viktiga slutsatser var att den effektiva sprickvidden utgjordes av det harmoniska medelvärde

$$b_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum \frac{1}{b_i}}$$

samt att injekteringsvolym beror på tre faktorer

$$V_{inj} = \left(\frac{\Delta P}{2 \tau_o} \right)^2 \cdot T \cdot K$$

där första faktorn beror på sättet att injektera, den andra faktorn på berggrundens transmissivitet, dvs vattenförlust och den tredje beror på den geometriska sprickstrukturen i berget.

Denna ekvation förklarar de observationer som bland annat Palmqvist med flera har rapporterat om geologins betydelse och dåliga samband mellan vattenförlust och injekteringsåtgång.

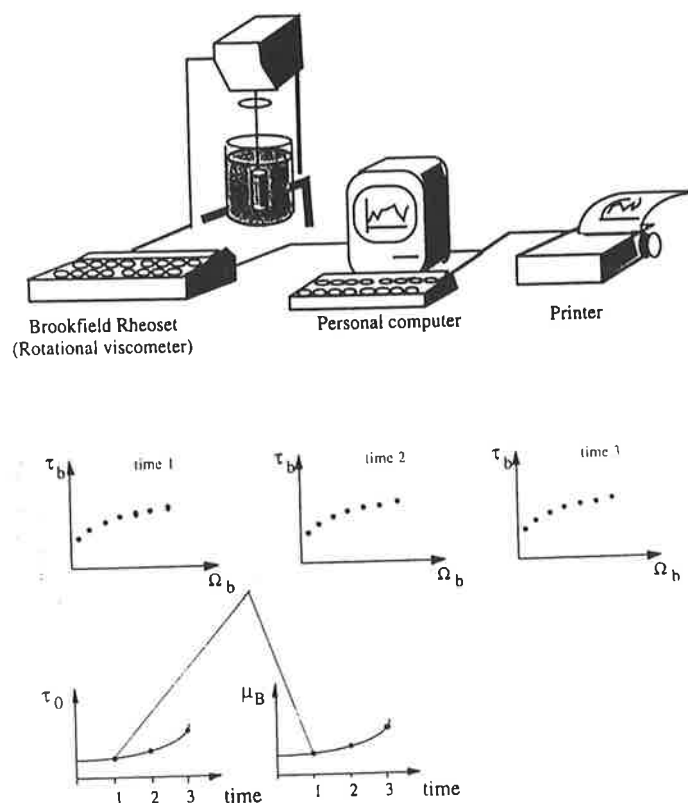


Fig. 8 Utrustning för bestämning av reologi. För varje sekvens utvärderas egenskaperna för att bestämma ändringar med tiden.
Equipment for determining rheological properties. For each sequence the properties are evaluated and stored, so as to obtain the change with time.

Arbeten utförda av U Håkansson och redovisade i hans avhandling 1993 "Rheology of fresh Cement-Based Grouts" ger dels viktiga synpunkter på reologin och hur olika tillsatser påverkar flytegenskaperna, dels hur dessa egenskaper skall mätas. Del av resultatet framgår av figur 8 där mätning med viskosimeter beskrivs. I figur 9 beskrivs hur olika tillsatser påverkar flytgränsen, viskositeten och härdningstiden, allt mycket viktigt för att välja rätt injekteringsmedel.

Factor/additive	Effect on yield stress*)	Effect on viscosity*)	Effect on setting time*)
decreased water/cement ratio	+++	+++	--
increased specific surface	++	++	--
decreased temperature	++	+	++
addition of bentonite	++	++	+ -
addition of silica fume	+++	++	-
addition of super-plasticizer	---	---	++
addition of sodium silicate	+++	+	-
addition of calcium chloride	+	+	---
*)	+++ large increase	---	large decrease
	++ moderate increase	--	moderate decrease
	+ small increase	-	small decrease
	+ - indifferent		

Fig. 9 Effekten på reologin av olika faktorer och tillsatsmedel.
The effect on the rheology by different factors and additives.

5. DAGENS FORSKNING 1993 - 1997

Flera projekt har påbörjats under de sista åren. Delresultat har publicerats. Kommentarer av dessa arbeten bör avvaktas till framtiden. Intressant är Helen Anderssons arbeten med polyurethaner (1995) och uppföljning av injekteringsarbeten vid Kungliga Biblioteket (1994).

Thomas Janson arbetar vidare på modellerna för att beräkna injekteringsåtgång och har rapporterat detta i ett licentiatsarbete 1996.

Filtreringsstabilitetens betydelse har uppmärksamats av P Hansson (1995) och en prototyp till provning har lagts fram och kommer att ytterligare studeras.

T Lind (1995) har på samma sätt som Håkansson studerat injekteringsbruks egenskaper med olika sammansättningar, dock mot inriktning av Cementas produkter.

6. MORGONDAGENS FORSKNING

Utöver dagens forskning har man nyligen startat flera projekt. Två har anknytning till det så kallade industriprogrammet och utföres av T Dalmalm, NCC, och M Brantberger, Stabilator. Deras inriktning är att på olika sätt förbättra själva injekteringsprocessen. Det tredje projektet utföres av S Swedenborg och är inriktat mot bergmekaniska aspekter på injekteringens stabiliserande och tätande effekt. P Hansson och B Lagerblad kommer att studera injekteringsmedlens egenskaper och M Eriksson brukspridningsförloppet. Vid sidan av arbetena med injektering pågår stora arbeten med att karakterisera berget och dess vattenvägar. Å Fransson arbetar med dessa frågor idag med inriktning mot injektering.

7. SLUTKOMMENTAR

Vi står inför en spännande tid. Det är min tro att flera betydande arbeten kommer att läggas fram de kommande fem åren. Dessa kommer att förbättra såväl vårt teoretiska som praktiska kunnande. Jag vill passa på att önska dem lycka till. Jag tror att man efter denna stora satsning av industrin, SKB, SBUF och SveBeFo äntligen kan tvätta bort stämpeln "svartkonst".

SUMMARY

Grouting of rock as an integrated part of tunnel excavation started in 1960. The knowledge of grouting was then based on trial and error. Higher demands on water tightness and some major environmental problems due to lack of grouting efficiency started a development of grouting technology based on a more scientific approach. First in order to get a penetration the grain size of the grout material must be much smaller than the width of the joints. However, this is not enough. The grout must also have a low yield value in order to achieve the desired penetration length. The pumping time will also depend on the viscosity of the grout, a higher viscosity will give a longer pumping time. A stable grout is preferable since it will give a better result and longevity. The total grout take has both theoretically and practically been found to depend on several factors like (i) the grouting procedure like grouting pressure and yield value, (ii) the transmissivity of the rock along the bore hole and (iii) the geology like type of joints, frequency and so on. In Sweden today several new research works have been started to further improve our knowledge of grouting. The works are connected to most of the aspects of grouting from characterization of rock to the grouting procedure. The works will be both theoretical and practical.

REFERENSER

- Alberts, C, 1966. Cementinjektering.
- Alberts, C.A, 1980. Vakuummetoden. Bergmekanikdagen 1980.
- Alemo, J et al, 1988. Urlakning av cementinjektering. Rapport Vattenfall.
- Andersson, H, 1994. Injekteringsforskning i bergrum under Kungl Biblioteket. SveBeFo-rapport nr 14.
- Andersson, H, 1995. Grouting of rock with chemical compounds. SBUF Väst rapport.
- Andréasson et al, 1980. Provning av injekteringsmedel för fintätning av berg. BFR-rapport R121:1980.
- Bergman, S.G.A et al, 1975. Tätning av finsprickigt berg. Bergmekanikdagen 1975.
- Bergman, S.G.A et al, 1970. Injekteringsmedels inträngning i sandpelare och tunna spalter. BFR-rapport R45.
- Bergman, S.G.A, Nord, G, 1982. Täta tunnlar lagom. BeFo 64:1/82.
- Bogdanoff, I, 1989. Injekteringsmaterial med stor inträngningsförmåga. Bergmekanikdagen 1989.
- Borchard, P, 1980. Tätning med terraseal. Bergmekanikdagen 1980.
- Bäckblom, G, 1986. Bolmentunneln. Erfarenheter från 2 500 förinjekteringar. Bergmekanikdagen 1986.
- Börgesson, L et al, 1991. Final report of rock sealing project. SKB Stripa Project 91-26.
- Börgesson, L et al. 1992. Final report of rock sealing project. SKB Stripa Project 92-21.
- Hansson, P, 1995. Filtration stability of cement grouts for injection of concrete structures. Konferensbidrag till IABSE-symposium: "Extending the Lifespan of Structures". San Fransisco, California, USA, August 23-25, 1995, pp 1199-1204.

Hellgren, A, 1980. Bergtekniska anvisningar. Stockholms gatukontor.

Håkansson, U, 1993. Rheology of fresh cement based grouts. Tekn.Dr.avhandling. Avd för jord- och bergmekanik, KTH.

Hässler, L et al, 1985. Injekteringens styrmekanismer. BeFo 105:1/85.

Hässler, L, 1991. Grouting of rock - simulation and classification. Tekn.Dr.avhandling. Inst för jord- och bergmekanik, KTH.

Janson, T, 1996. Injekteringssprickor i hårt berg. Tekn. Lic-avhandling. Avd för jord- och bergmekanik, KTH.

Lindblom, U, 1980. Injektering med elektrofores. Bergmekanikdagen 1980.

Lysén, L, Palmqvist, K, 1976. Tätning av bergtunnlar. BFR-rapport R4.

Morfeltdt, C-O, 1967. Problem med vatten vid tunneldrivning i berg. Bergmekanikdagen 1967.

Morfeltdt, C-O, 1977. Är injektering i berg en svartkonst? Bergmekanikdagen 1977.

Nilsson, T, 1977. Konisk injektering - praktikfall och utvecklingstendens. Bergmekanikdagen 1977.

Nilsson, T, 1986. Aktuella metoder och medel för injektering. Bergmekanikdagen 1986.

Norstedt, U, 1986. Otätt berg under östra Suorvadammen. Bergmekanikdagen 1986.

Palmqvist, K, 1983. Tätning av bergtunnlar. BeFo-rapport 66:1/83.

Sandell, N-O, 1980. Nya injekteringsmaterial med stor inträngningsförmåga. Bergmekanikdagen 1980.

Stille, H et al, 1993. Experience from the grouting of the section 1-1400 m of the tunnel. SKB Progress Report 25-92-19.

Stille, H et al, 1994. Experience from the grouting of the section 1340-2565 m of the tunnel. SKB Progress Report 25-94-13.

Sund, B, 1975. Tätinjektering samtidigt i flera hål - praktiska erfarenheter. Bergmekanikdagen 1975.

FILTRERINGSSTABILITET HOS CEMENTBASERADE INJEKTERINGSMEDEL MED LÅGA VATTENCEMENTTAL

Filtration Stability of Cementitious Injection Grouts With Low W/C-Ratio

Pär Hansson, Vattenfall Utveckling AB

SAMMANFATTNING

Detta föredrag har presenterats tidigare vid en betongkonferens enligt nedan. Då resultaten inte når bergbranschen på detta sätt, presenteras föredraget här som särtryck.

Inträngningsförmågan hos cementbaserade injekteringsmedel (bruk) behandlas. Vid injektering av fina sprickor är filtreringsstabiliteten den bestämmande faktorn för brukets inträngningsförmåga. En nyligen utvecklad utrustning för mätning av filtreringsstabilitet ("filterpumpen") presenteras och resultat från denna korreleras med resultat från realistiska sprickinjekteringar utförda i laboratorium. I denna undersökning har även inverkan av en ny typ av flytmedel och av finmalningsgraden hos cementet studerats. Resultaten visar att filterpumpen ger en rimlig uppskattning av brukens inträngningsförmåga. Dock har ingen tydlig effekt av vare sig flytmedelstyp eller cementets finmalningsgrad observerats. Det senare beror i detta fall sannolikt på otillräcklig dispergering av bruken med det finare cementet. Vidare har det visat sig möjligt att cementinjektera sprickor med en vidd om ca 0.15 mm.

REFERENS

Hansson, P. *Filtration Stability of Cementitious Injection Grouts with Low W/C-Ratio*. Konferensartikel från "Concrete in the Service of Mankind - Concrete Repair, Rehabilitation and Protection" Dundee, Skottland, 24-28 Juni, 1996. pp 303-311.

SVENSKA FIGUR- OCH TABELLTEXTER

- Figur 1 Provkropp i betong för sprickinjektering.
- Figur 2 Anordning för mätning av filtreringsstabilitet. ("Filterpumpen")
- Tabell 1 Provningsresultat.
- Figur 3 Volym genom spricka som funktion av filtreringsstabilitet.
- Figur 4 Normaliserad volym genom spricka som funktion av filtreringsstabilitet.

FILTRATION STABILITY OF CEMENTITIOUS INJECTION GROUTS WITH LOW W/C-RATIO

P Hansson

Vattenfall Utveckling AB

Sweden

Reprint from:

Concrete in the Service of Mankind
Concrete Repair, Rehabilitation and Protection
Dundee, Scotland, UK, June 24-28 1996

ABSTRACT. The paper deals with the penetrability of cementitious injection grouts. The governing parameter of penetrability is the filtration stability. A newly developed test method for measuring the filtration stability is presented. Results from the test method are correlated to results from concrete crack injections in the laboratory. The influence of a new type of superplasticiser and the fineness of the cement is also investigated. The test method has proven to give a fair estimation of the penetrability of a grout. The new superplasticiser did not give a distinct effect. Neither did the fineness of the cement.

Keywords: Grouting, Injection, Filtration, Penetrability, Cement.

Mr Per Hansson is manager of the cement grouting and underwater repair projects at Vattenfall Utveckling AB, Sweden.

INTRODUCTION

Hydropower structures are often subjected to internal damage which can impair both structural integrity and watertightness. The most common types of damage are cracks due to thermal movement shortly after casting and porous areas due to leaching, the latter often caused by the former or by pervious concrete. Injection grouting is an economically advantageous method to repair this kind of damage. Epoxy resins or other plastic materials are often used to seal thin cracks in concrete while cement grouts are more common when larger cavities are to be filled.

Concrete is always pervious to water to some extent and if impervious layers of e.g. epoxy are introduced into a hydropower structure, water enrichments can occur and give rise to spalling due to frost action in cold climates. This is not likely to happen if a cement grout is used since the hardened grout has approximately the same permeability as the original concrete. However, a cement grout has a limited ability to penetrate fine cracks and channels due to its content of solid particles.

The limitation to the penetrability of a grout is not solely governed by the maximum particle size of the cement, neither by a single point of the particle size distribution curve. Especially when bleeding stable grouts with low w/c-ratios are used. The particle packing in such a case is about as dense as for the dry cement. This probably leads to that the flow of a stable grout has to be looked upon as the transport and deformation of a body of continuously interacting particles instead of considering the size of the single particle as the limitation to the penetrability of a grout.

Exactly which the properties are that influence the penetrability, and the magnitude of the influence, is still not fully known. A new method of assessing the penetrability of a grout by measuring the filtration stability has been developed. The testing is performed on the fresh mixed grout and by that all the properties as cement quality, admixtures and mixing efficiency that can affect the penetrability are considered.

EXPERIMENTAL DETAILS

Materials

Two types of sulphate resistant cements were used, one ultrafine cement and one fine cement. The ultrafine cement has a particle size that gives 95% passing at 16 μm and a specific surface determined by the BET method of 1600 m^2/kg (Blaine $\approx$ 800 m^2/kg). The corresponding values for the fine cement are 20 μm and 650 m^2/kg determined by the Blaine method. The BET and Blaine values are not directly comparable. The ultrafine cement is assigned UC and the fine FC.

Two superplasticiser (SP) types were used, each representing a different mode of action in a physiochemical sense. One was of an ordinary melamine type that represents the electrostatic stabilisation principle and the other one was of a copolymer type which is a steric stabiliser. The former is denominated ES and the latter SS.

Dispersion tool / Mixing sequence

An Ystral Dispermix LDT with X 40/38 drive was used. This type of mixer combines the mixing action of a jet stream mixer with dispersion action due to slots in the stator ring surrounding the propeller. The mixing / dispersion tool rotates at 7 300 rpm. The capacity of the container is 10 l.

The water was poured into the mixer container first, then the cement and last the SP. The mixer was running through the entire batching sequence. After the SP was added the mixing continued for three minutes. All the compositions were prepared in 8 l batches.

Concrete crack specimen

The concrete specimen used for testing penetrability was a block of the size $70 \times 70 \times 50$ cm split through the largest surface. A 20 mm centric grout hole was drilled. The corners of the bottom half of the block were cut down so the crack plane became nearly circular (eight cornered). Gutters were glued to the bottom half to enable collection and volume measurement of grout flowing out of the crack. The concrete block was placed in a frame that forced the two halves together with a force three times the lifting force of the grouting pressure. The crack width was measured by timing the sink of water head between 1.45 m and 0.45 m (in relation to the crack plane) in a plexiglass pipe connected to the grout hole. The hydraulic crack width was then calculated assuming laminar flow [1]. The crack was grouted at a constant pressure of 50 kPa using a pressure tank. After grouting the two halves were divided and the grout pattern was inspected. Thereafter the specimen was cleaned and put together again. An outline of the specimen can be found in figure 1.

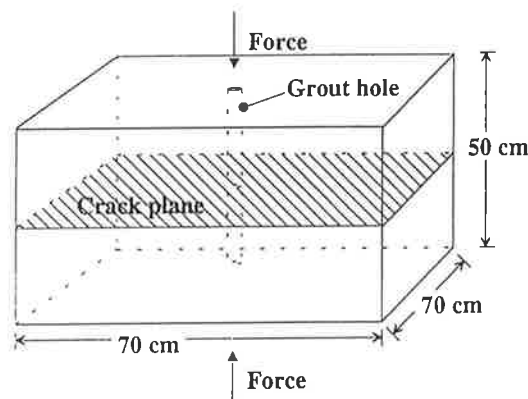


Figure 1. Concrete crack specimen

Rheology measurement

The rheology measurements were performed using a Brookfield RV-DV III rotational rheometer. The probe used was according to DIN 53 019, a cylindrical probe with a confining tube. Both the probe and the tube were sandblasted to avoid a slip layer of water next to the surfaces. The control software used did not allow scanning for the most appropriate rotational speed. Therefore the measurements were performed at slightly too high shear rates to achieve a good precision in the yield value measurements. However, the values can be used for a rough comparison of the different grout compositions.

Bleeding and sedimentation test

The bleeding was measured according to SS 13 75 31 that specifies that the grout is poured into a measuring vessel and the thickness of the water film on top of the grout column is measured at certain time intervals. The bleeding is expressed as the quotient between water film thickness and grout column height in percents. A grout is considered stable with respect to bleeding when the result is below 2 percent.

The sedimentation measurement was performed with the hardened bleeding specimens. The specimens were taken out of the measuring vessels and balanced with a loop of string around them to establish the centre of gravity in the original vertical direction. The position of the string loop and the dimensions of the specimen were recorded. The calculated centre of gravity for a homogeneous specimen of the same dimensions was compared to the position of the string loop. The grout was considered stable in terms of sedimentation if the shift of centre of gravity was below 1 percent of the specimen height.

PENETRABILITY OF CEMENT BASED GROUTS

The ability of a grout to penetrate cavities, channels and porous material, the penetrability, depends on two things, the rheology and the filtration stability.

Rheology

Rheology is a way of describing a fluids properties without paying any attention to whether it is a homogenous liquid or a suspension of particles in a liquid. Several rheological models are available to describe the relationship between shear rate and shear stress in a fluid in movement. The most simple rheological model is the Newton model where the fluid is described only with a linear relationship between shear rate and shear stress. The derivative of the curve is the viscosity of the fluid. A two parameter model that is often used for cement grouts is the Bingham model where the viscosity is completed with a yield stress, a shear strength that has to be exceeded before the fluid begins to flow (the ketchup effect). The Bingham model can be refined with a parameter describing a non linear viscosity relationship which gives us e.g. the Herschel-Bulkley model, a variant of the power-law model.

The Herschel-Bulkley model also covers the two other models. The Newton model applies for very thin grouts with high water content and/or high dosage of SP where the yield value often can be neglected. For slightly thicker mixes the Bingham model can be used. The grouts with high particle concentrations can be described by the Herschel-Bulkley model since the shear thinning behaviour begins to be more pronounced with higher particle concentration.

The parameter in the Bingham and the Herschel-Bulkley models that determines the potential penetration of a grout is the yield value. At a certain penetration length the yield value will balance the grouting pressure at which the flow will stop. The viscosity determines the rate of penetration.

The validity of the yield value as a determinant of penetrability is limited to quite open channels without sharp obstructions in the flow path. Down to a channel width of about 0.5 mm one can regard the yield value as a valid penetrability determinant.

Filtration stability

When grouting fine cracks, channels and porous material one has to take the fact that cement grouts contain solid particles into account. The cement particles can clog channels of roughly ten times their maximum size although they initially are well dispersed by an effective mixer.

The ability of a grout to pass obstructions in the flow path without the cement grains clogging and preventing further penetration can be called filtration stability. The filtration stability not only depends on the fineness of the cement but also, for instance, mixing

efficiency, admixtures, cement chemistry and probably particle size distribution. Since many parameters influence the filtration stability and since the significance is not yet fully investigated, the filtration stability has to be measured on the fresh mixed grout. Since it also is desirable to be able to check the quality of the grout on site, we have developed a test equipment suitable for measuring filtration stability both in laboratory and on site. An outline of the equipment can be found in figure 2.

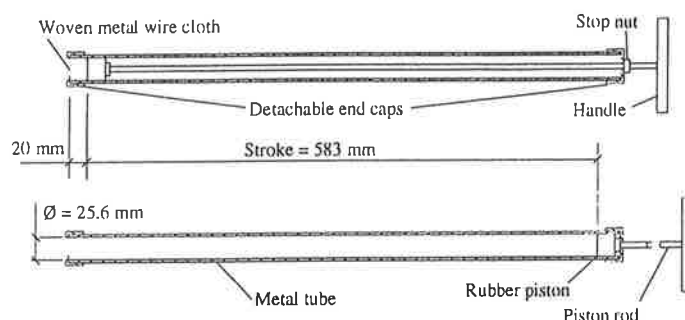


Figure 2. Filtration stability measurement device.

The grout is drawn into the device by pulling the handle to full stroke during five seconds. The device is kept immersed in the grout for ten seconds. The grout is then pressed out into a measuring vessel. The amount of grout that was able to pass the sieve is measured and used as a relative measure of filtration stability. This measurement gives a fair assessment of the grouts penetrability. A far more informative measurement than the Marsh-cone viscosity which does not say anything about the penetrability.

STABILISATION PRINCIPLES OF SUPERPLASTICISERS

The purpose of a SP, or using the physiochemical term, a stabilising agent, is to counteract the van der Waals attraction forces between particles. The attraction forces tend to bring particles together into agglomerates even if they initially were dispersed. The SP also lowers the friction between particles which results in decreased viscosity and yield value of the suspension.

The most common types of superplasticisers, melamine and naphthalene, both act in an electrostatical manner. That is, the surfaces of the cement particles become equally charged by the SP and the particles are repelled by the electrostatic forces. A new type of SP has come out on the market, the copolymer type, whose mode of action is different from the traditional SP. The copolymer SP consists of two or more types of polymers chained together at their ends. In the most simple case, with two polymers chained, one polymer is hydrophilic and one is hydrophobic. This brings that the hydrophobic parts of the copolymer will adhere to the surfaces of the cement particles while the hydrophilic parts will extend from the surfaces in loops and tails. This gives the surface a "hairy" texture. When two particles approach each other the polymer layers begin to interact which brings the freedom of movement and thereby the entropy of the system to decrease and a repelling force arises.

The different modes of action give different distance-force relationships according to the DLVO-theory [2,3]. The electrostatic stabilisers suffer from two equilibria along the curve, the primary and the secondary minimum of energy. The secondary minimum causes loose flocculation that is noticed by a thixotropic behaviour of the suspension. The primary minimum gives a rather stable bond between particles which can form hard cakes on the bottom of a container. The particles have to be submitted to certain forces exceeding the

electrostatic repulsion forces to come within the minima. For the secondary minimum it can be sufficient with the natural Brownian movement of the particles, or the suspension is so highly concentrated that the particles are already in reach of each other. In order to be trapped in the primary minimum the particles have to be affected by greater forces, e.g. gravity or mechanical forces by filtration. The steric stabilisers should not exhibit corresponding equilibria along the force-distance curve. The interparticle force should be repelling regardless of the distance. This indicates that a grout with a steric stabiliser, i.e. a copolymer SP, should allow a more severe filtration stress without the particles flocculating.

LABORATORY INVESTIGATION

The scope of the laboratory work was to investigate the penetrability of low w/c-ratio cement grouts, which are stable in terms of bleeding and sedimentation, and to correlate the results with filtration measurements. As mentioned earlier, the influence of a copolymer SP is interesting to investigate, as well as the fineness of the cement.

Pilot tests

The pilot tests were carried out to establish the full dosages of the SP:s. Bleeding, rheology and filtration measurements were performed. Full dosage was defined as the dosage where no further improvement of any of the properties was achieved with a further increase of the dosage. The w/c-ratio was kept constant at 0.6 since SP:s are surface active and the full dosage should not be affected by w/c-ratio. The dosages tested were 1, 2, 3, 4, 5 and 6 per cent of the cement weight (%C). Both UC and FC gave the same results, full dosage for ES was 5 %C and for SS 2 %C.

Concrete crack grouting

Each of the two cement types were tested at w/c-ratios of 0.6, 0.8 and 1.0 as well as with full dosage and half dosage of each SP. The object of the investigation was to evaluate grouts that were stable with respect to bleeding and sedimentation. Some of the compositions did not fulfil this demand and were therefore omitted. Excessive bleeding and/or sedimentation occurred exclusively with the FC. No significant relationship to w/c-ratio or SP dosage and type existed.

The results registered and evaluated were:

- Amount of grout that passed the crack before stop of flow.
- Amount passed 100 μ m sieve in filtration device.
- Yield value from rheometer measurement.

The results obtained appear from Table 1.

The crack width has influence on the penetration of grout and there are natural variations in crack width in the test setup. For that reason a normalisation of the grout amount to the crack width was made. The expression used can be found in the rightmost column of Table 1. The exponent 2.66 in the expression was determined by a best fit calculation where the correlation factor of a linear regression was maximised by iteration. In [4] a corresponding calculation was performed where an exponent of 3.65 was determined. The differences were that the time before stop was registered, not the volume as in this investigation, and that the variations in crack width were much larger in the previous investigation. Here, the normalisation did not affect the correlation coefficient as much due to the small variations in crack width. Other sources of error, such as variations in the cement, can be considered to contribute more to the deviation.

Table 1. Test results.

	Cement type	SP type	SP dosage	w/c- ratio	Crack width, h_c [mm]	Volume through crack, V_c [ml]	Yield value, τ_0 [Pa]	Volume through 100 μ m filtration device, V_f [ml]	V_c Normal- ised to h_c , $V_{cn} = \frac{V_c}{h_c^{2.66}}$
1	UC	ES	Half	0.6	0.145	30	11.8	45	5107
2	UC	ES	Half	0.8	0.146	82	2.4	85	13712
3	UC	ES	Half	1	0.146	121	1.7	62	20143
4	UC	SS	Half	0.6	0.138	26	7.5	30	5030
5	UC	SS	Half	0.8	0.143	70	7.0	40	12286
6	UC	SS	Half	1	0.162	46	2.0	50	5852
7	UC	ES	Full	0.6	0.153	63	0.0	49	9335
8	UC	ES	Full	0.8	0.131	30	0.9	77	6664
9	UC	ES	Full	1	0.140	160	0.0	125	29641
10	UC	SS	Full	0.6	0.136	36	-0.4	35	7257
11	UC	SS	Full	0.8	0.136	28	0.3	45	5665
12	UC	SS	Full	1	0.164	28	0.2	55	3430
13	FC	ES	Half	0.6	0.153	54	5.8	20	7960
14	FC	ES	Half	0.8	0.145	110	5.1	25	18644
15	FC	SS	Half	0.8	0.130	52	8.9	92	11930
16	FC	SS	Half	1	0.137	43	2.9	140	8541
17	FC	ES	Full	0.8	0.132	93	0.2	145	20320
18	FC	SS	Full	0.6	0.113	122	3.4	210	40692
19	FC	SS	Full	0.8	0.149	267	0.0	285	42216

No significant difference between the ES and the SS can be noticed. A slight tendency to that a better penetrability can be achieved with the FC can be seen.

Figure 3 shows the relation between filtration device measurement (V_f) and volume through crack (V_c).

Despite the relatively low correlation factor a general tendency can be noticed. The limitation of grouts to compositions with good penetrability in combination with bleeding and sedimentation stability narrows the area in which the filtration stability can be varied. Furthermore, the UC did not perform as expected, the V_f values should be in the region of 100 - 300 ml. This results in the denser cluster of registrations near the origin of the chart.

An attempt was made to correlate the grouting result to the yield value but no correlation existed. This depends partly on that the grout was flowing out of the crack, which depends on the relatively small crack plane ($r = 0.35$ m). If a wider crack plane would have been used and consequently stop would occur within the crack plane the yield value would have a stronger influence.

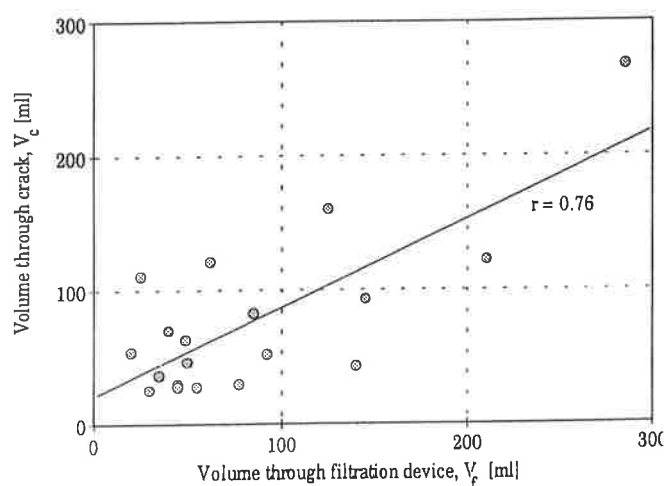


Figure 3. Volume through crack vs. filtration stability.

The correlation factor 0.76 does improve some after the normalisation which appears from figure 4, but is still not very high.

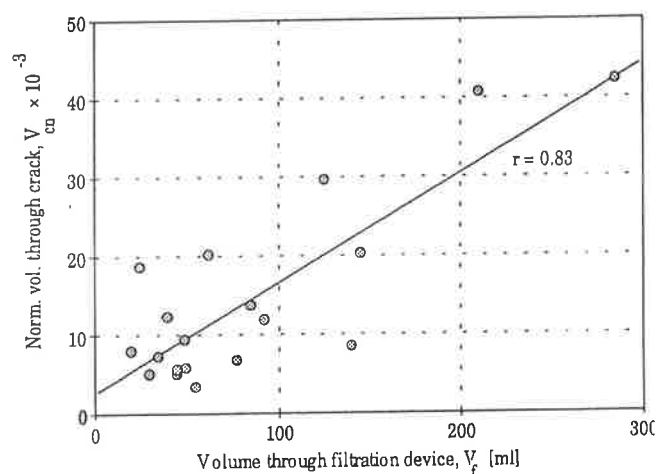


Figure 4. Normalised volume through crack vs. filtration stability.

CONCLUSIONS AND DISCUSSION

The results show that it is possible to grout a concrete crack with an aperture width of about 0.15 mm with cementitious grouts. This, of course, provided that the crack is not clogged with e.g. debris from drilling.

A fair prediction of the penetrability of a grout can be made by measuring the filtration stability with the described device.

The SS did not improve the filtration stability in relation to the traditional ES. Only one type of SS was tested in this investigation. Supposedly a number of different SS have to be tested in order to achieve the theoretical advantage of the SS in practice. It is possible that copolymer SP:s exhibit different performance depending on which polymers they are consisting of.

The more coarsely ground FC performed slightly better than the UC. This points at that a small particle size is no guarantee for a good penetrability. In this case the poor result with the UC probably was due to insufficient dispersion of the grout. A check with a smaller Ultra-Turrax dispersion tool confirmed this, the UF showed better results than the FC. The three minutes mixing time was tested out with an earlier batch of the UC but apparently the batch used in this investigation needed a more thorough dispersion. An experience gained from this is that an ultrafine cement is not utilised unless a sufficiently effective mixer is used.

ACKNOWLEDGEMENTS

I wish to thank Per-Erik Thorsell who carried out the laboratory tests. The project's financial support is provided by ELFORSK - Swedish Electrical Utilities R & D Company.

REFERENCES

1. HÄSSLER L. Grouting of Rock - Simulation and Classification. Doctoral Thesis. Royal Institute of Stockholm, Sweden. 1991. p 83.
2. SHAW D.J. Introduction to Colloid and Surface Chemistry. Third Edition. Butterworth-Heinemann Ltd 1980.
3. NELSON R.D. Dispersing Powders in Liquids. Handbook of Powder Technology. Elsevier 1988.
4. HANSSON P. Filtration Stability of Cement Grouts for Injection of Concrete Structures. Proceedings: IABSE Symposium San Francisco 1995 - Extending the Lifespan of Structures. pp 1199 - 1204.

TÄTNING OCH ERFARENHETER FRÅN LUNDBYTUNNELN

Experiences from grouting of the Lundby tunnel

Åke Eriksson, Vägverket Region Väst
Kai Palmqvist, BERGAB

INLEDNING

Undermarksbyggande med tunnlar ses av Vägverket som en möjlighet att lösa problem vid vägvsnitt med känsliga miljöer i såväl tätort som på landsbygden.

Krav på standardnivå och byggandets påverkan på omgivningen ställer höga krav på projektering och byggande så att tunnelarna uppfyller erforderliga krav på täthet och tunnelmiljö.

Upphandling baserad på funktionskrav fungerar inte i praktiken på aktuella typer av projekt eftersom beställaren tillhandahåller berget och undersökningsresultaten och ansvarar för dessa. Genom att anläggningarna har en teknisk livslängd på 80-100 år kan avvikelser i förutsättningar och utförande medföra stora konsekvenser för tredje man.

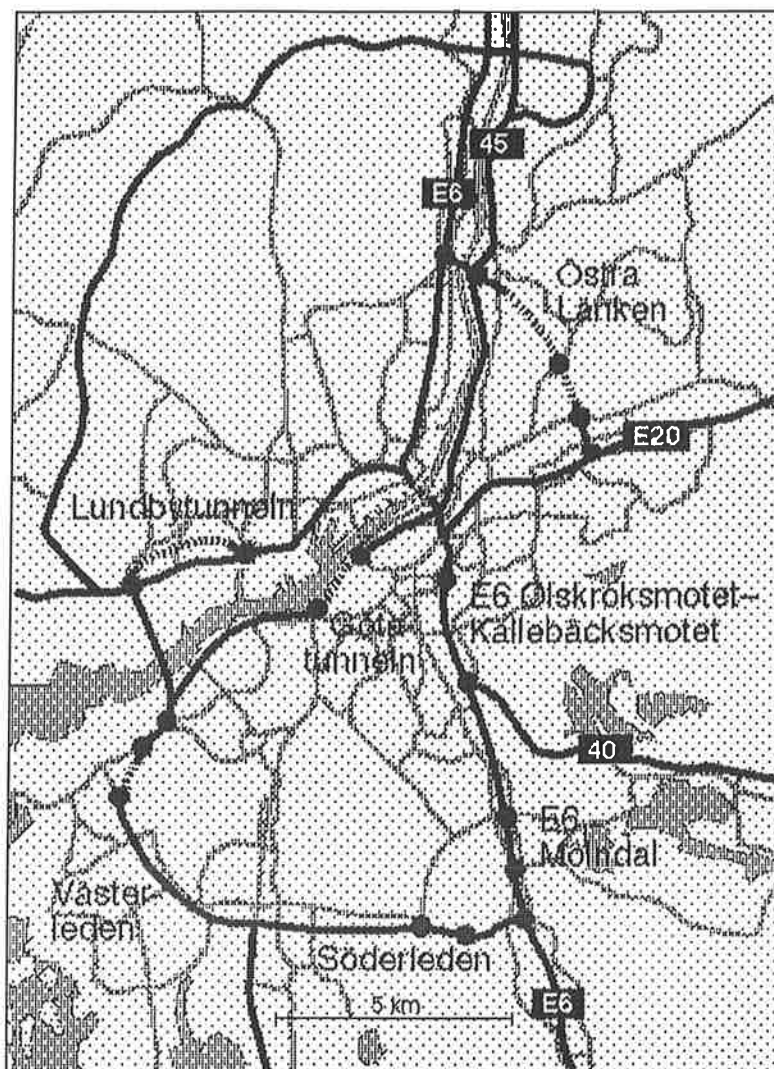
Med den "svenska modellen" av bergbyggande med tätning genom injektering kan mycket goda resultat uppnås i det skandinaviska "hårda berget" förutsatt att projektering och byggande utförs på ett fackmässigt sätt.

De alltmer ökande kraven på täthet i bergtunnelarna kommer att kräva ett nytänkande hos entreprenören eftersom de höga täthetskraven medför att tätningsarbeten måste styra drivningscykeln.

LUNDBYTUNNELN

I den så kallade Göteborgsöverenskommelsen ingår bl a vägtrafikprojekt för 7,2 miljarder kronor där Vägverket är huvudman för genomförandet. Finansiering skall dels ske genom bilavgifter dels genom statligt väganslag.

I överenskommelsen ingår Lundbytunneln på centrala Hisingen - en tunnel med en totalkostnad av 700 miljoner - som skall avlasta det mesta av trafiken från Lundbyleden (figur 1). Tunneln går rakt under ett bostadsområde där marken inom stora delar av området är sättningskänslig.



Figur 1.

Tunneln byggs med två parallella tunnelrör som vardera är drygt två kilometer och har en tvärsnittsarea av 88 respektive 92 m². Dessutom ingår en ventilationstunnel 238 meter lång med en tvärsnittsarea av 34 m².

PROJEKTERING

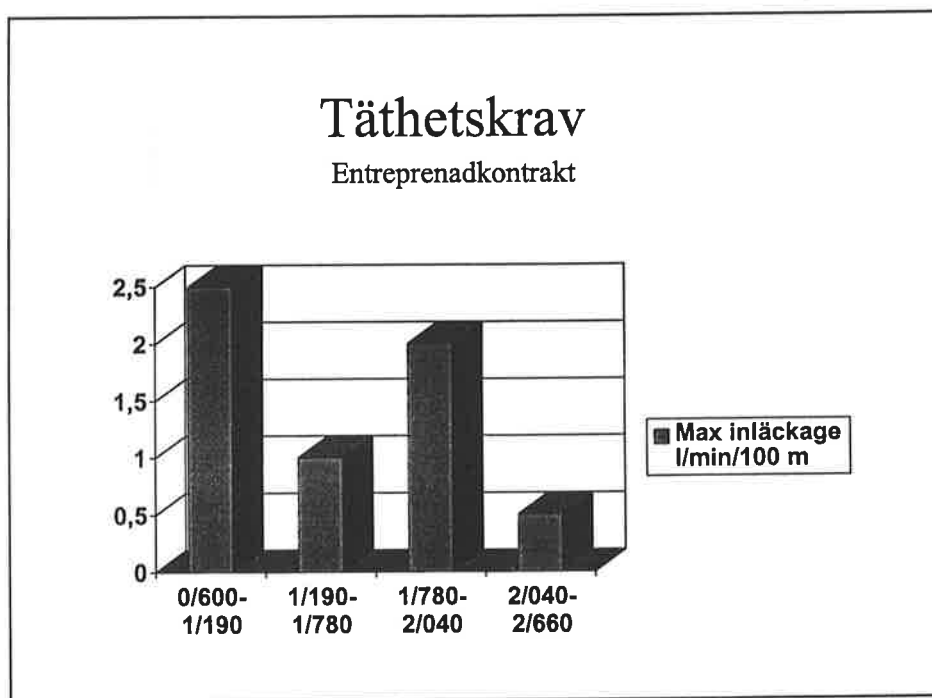
Vattenläckage i en vägtunnel kan förorsaka stora kostnader och problem. I tätorter, som i Lundbytunnelns fall, är grundförhållandena ofta sådana att dräneringseffekter med åtföljande sättningsskador kan befaras. Vattenläckage kan även orsaka problem med frost, isbildning, svallis etc.

En förutsättning för ett framgångsrikt tätningsarbete är att tätningsmetodik valts med hänsyn till de geologiska och hydrogeologiska förutsättningarna. Detta i sin tur förutsätter hög prognossäkerhet vid beskrivning av berg- och grundvattenförhållanden längs tunneln.

Bestämning av tunnelsträckningen har skett genom en optimering av krav på god bergkvalitet, tunnellängd samt djupläge/bergtäckning. Den slutliga tunnelsträckningen bestämdes först efter omfattande geotekniska, geologiska och hydrogeologiska undersökningar.

Resultaten från de hydrogeologiska undersökningarna har sammanställts i modeller för att kunna studera grundvattenförändringar vid olika storlek på inläckage till tunneln. Geoteknikerna har sedan fått beräkna hur olika förändringar av grundvattennivån påverkar marklagren och vilka avsänkningar som kan tillåtas utan att skadliga sättningar inträffar.

Beräkningarna visar att redan relativt små grundvattensänkningar inverkar menligt på bebyggelsen och speciellt inom områden med små grundvattenmagasin. Kraven på valda tillåtna inläckage per enkeltunnel redovisas i figur 2.

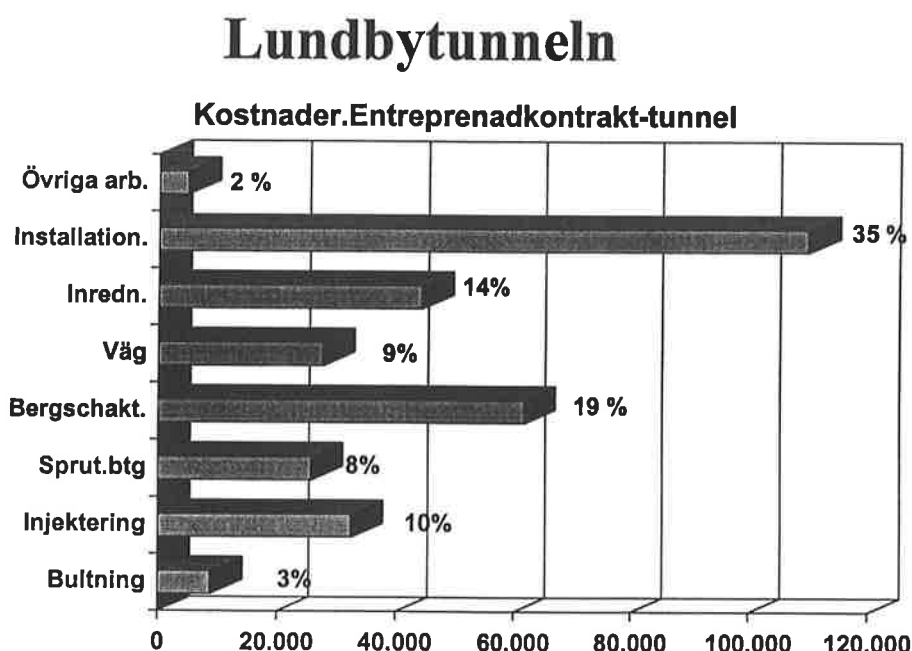


Figur 2.

För Vägverket stod valet mellan att tro att tillräcklig tätning av berget skulle kunna åstadkommas genom förinjektering enligt den "svenska modellen" kompletterad med efterinjektering eller att stora delar av tunnelarna måste utföras med lining. Lining måste därvid även omfatta botten. Infiltration för att kompensera för otillräcklig tätning skulle därvid tillgripas endast i undantagsfall. En annan möjlighet var att kombinera tätning och infiltration med olika typer av inklädnad för att lösa frost- och isproblemen.

Vägverket beslutade att tunnelarna skulle utföras med höga krav på täthet. Som framgår av figur 2 uppgår det högsta kravet på täthet ett maximalt inläckage av 0,5 liter per minut och 100 meter enkeltunnel.

En teknisk-ekonomisk beräkning vidimerade metodvalet. Beräknade byggkostnader för injekteringen framgår av figur 3. Till de totala utförandekostnaderna skall läggas drift- och underhållskostnader m m för beräkning av livstidskostnaderna. Av figuren framgår bl a att injekteringskostnader beräknats uppgå till drygt 50% av kostnader för bergschakt.



Figur 3.

FÖRFRÅGNINGSUNDERLAGET

Anläggningen är dimensionerad för en teknisk livslängd på 80-100 år. Vägverket valde att upphandla entreprenaden som samordnad generalentreprenad där generalentreprenören samordnar installationerna. Beställaren tar alltså ansvaret för utförandeföreskrifterna. Filosofin bakom valet av entreprenadform är bl a att beställaren tillhandahåller berget och undersökningsresultaten etc. Vägverket har genom entreprenadformen större möjlighet att påverka och därigenom säkerställa ett bra slutresultat under byggandets gång.

De höga kraven i förfrågningsunderlaget är en utmaning för entreprenören och ställer krav på delvis nytt tänkande vad avser såväl utförande som kvalitetskontroll. Av förfrågningsunderlaget framgår bl a att:

- Tättningsarbetena kommer att styra drivningscykeln (entreprenörerna bör fundera över en framtida organisation vid denna typ av byggande)
- Vägverket har beskrivit ett principiellt tillvägagångssätt där anpassning görs till verkliga förhållanden
- Injekteringsmetoden anger att injekteringen måste begränsas till berggrunden och ej får nå upp till jordlagren med risk för markupplift och igensättning av vattenförande friktionsjord
- På vissa sträckor får salvborrning påbörjas först sedan tättningsresultatet kontrollerats och godkänts (Vägverket har valt att komplettera entreprenörens egenkontroll med omfattande stickprovskontroll)
- Sprängningsutförandet är anpassat till bergkvalitet och uppsatta täthetskrav
- Sprängning utförs extra skonsamt inom avsnitt med nedsatt bergkvalitet och/eller höga tättningskrav
- Skonsam sprängning utförs generellt för att begränsa skador på kvarstående berg, begränsa skador på utförd tätning och erhålla lägre förstärkningskostnader
- Krav på en omfattande kvalitetssäkring för att klara de krav som Vägverket har ställt. De kontroller och mätningar som redovisas av entreprenören skall var fullt integrerade i den totala kvalitetsdokumentationen (Vägverket sammanställer detta material med den bergkartering som Vägverket låter utföra i takt med drivningen för att erhålla kompletta relationshandlingar, se figur 4)

TÄTHETSKRAV OCH FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR TÄTNING

De geologiska och hydrogeologiska förutsättningarna för en framgångsrik tätning varierar såväl inom som mellan olika avsnitt av tunnarna.

Inom avsnittet med det lägsta täthetskravet enligt figur 2 (sektion 0/600 - 1/190) och figur 5 är bergkvaliteten i stort sett bra. Vattenföring förekommer främst i smala zoner och enstaka större sprickor. Risken för skadlig grundvattenavsänkning har bedömts vara liten. Föreskrivet tätningsutförande (täthetsklass 3) har målsättningen att dels förhindra skadlig omgivningspåverkan dels åstadkomma en tunnelmiljö där kvarstående läckage i väggar och tak har minimerats.

Mellan sektionerna 1/190 och 1/780 (figur 5) passerar tunnlarna under ett längre jordtäckt avsnitt. I berggrunden förekommer ett flertal svaghetszoner med starkt nedsatt bergkvalitet. Svaghetszonerna uppvisar varierande grad av vattenföring. I övrigt förväntas vattenförande sprickor främst förekomma i spetsig vinkel mot tunnlarna. Jordlagren uppbyggs av lokalt mäktiga lerlager på friktionsjord. Risken för skadlig grundvattenavsänkning i form av sättningsskador på mark och bebyggelse är stor. Det hårda täthetskravet enligt figur 2 och föreskriven täthetsklass 1 är betingade av att undvika skadlig omgivningspåverkan.

Inom ett mindre jordtäckt avsnitt med relativt små jorddjup (sektion 1/780 - 2/040) har berget i stort bedömts ha god bergkvalitet (figur 5). Vattenföring är främst knuten till större svaghetszoner samt till sprickor, som skär tunneln i en mycket spetsig vinkel. Risken för skadlig grundvattenavsänkning har bedömts vara relativt liten. Täthetskrav enligt figur 2 och täthetsklass 2 vid utförande är föreskrivna med hänsyn till undvikande av omgivningspåverkan samt för att minimera kvarstående läckage i väggar och tak.

Resterande delar av tunnelsystemet (sektion 2/040 - 2/660) är till största delen belägna inom ett jordtäckt område med mycket sättning känslig bebyggelse (figur 5). Bergkvaliteten varierar kraftigt mellan bra berg med relativt låg frekvens av vattenförande sprickor till mycket dåligt berg med omfattande uppkrossning och mineralomvandling (grus-/lervittring). Inom avsnitten med nedsatt-starkt nedsatt bergkvalitet är vattenföringen, speciellt i berggrundens övre delar, hög. Nedsatt bergkvalitet i kombination med hög vattenföring och liten bergtäckning (≥ 5 m) erbjuder extremt svåra tätningsförutsättningar. Tätningsutförandet försvåras ytterligare av att injekteringen inte får försämra vattengenomsläppligheten i den relativt tunna friktionsjord som överlagrar berget. Ovan friktionsjorden förekommer lera med lokalt stor mäktighet. Täthetskrav enligt figur 2 och täthetsklass 1 vid utförandet är föreskrivna i avsikt att undvika skadlig omgivningspåverkan.

TÄTNINGSUTFÖRANDE

På basis av sonderingshål och tester i dessa har på speciellt känsliga sträckor successivt utformats detaljerade program för tätningsarbetet anpassade till de geologiska och hydrogeologiska förhållandena samt förekommande bergtäckning och täthetsklass.

Längs vissa sträckor har tätningsarbetet bedrivits i successiva steg:

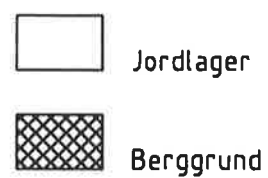
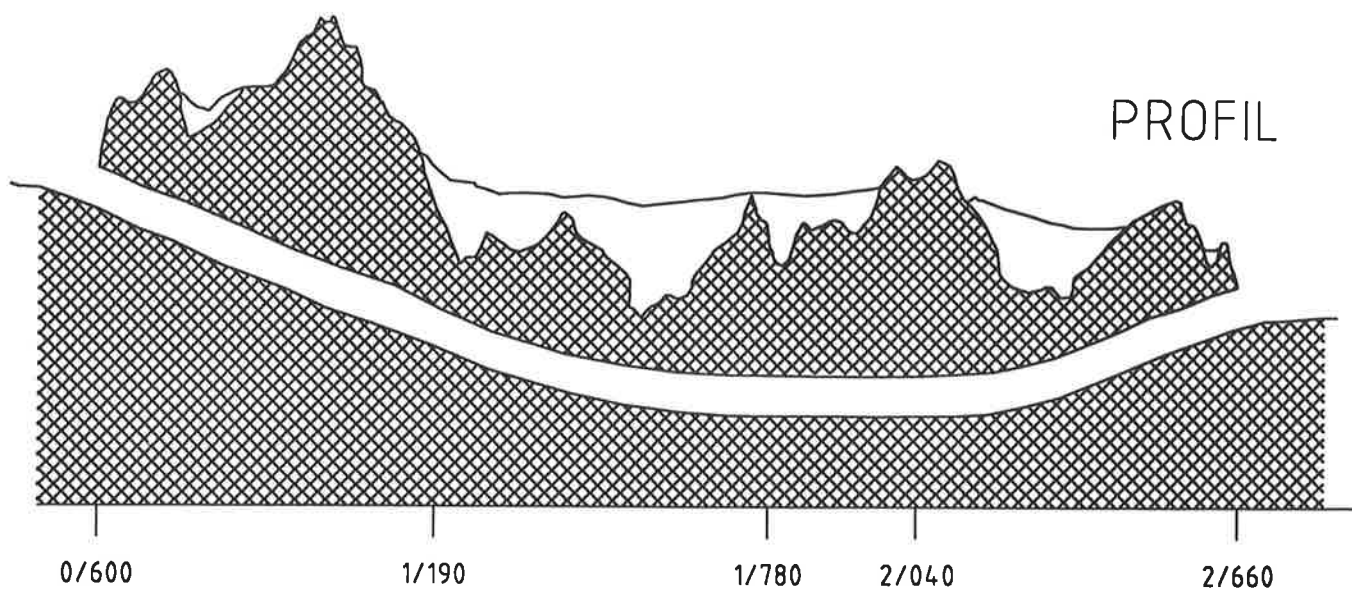
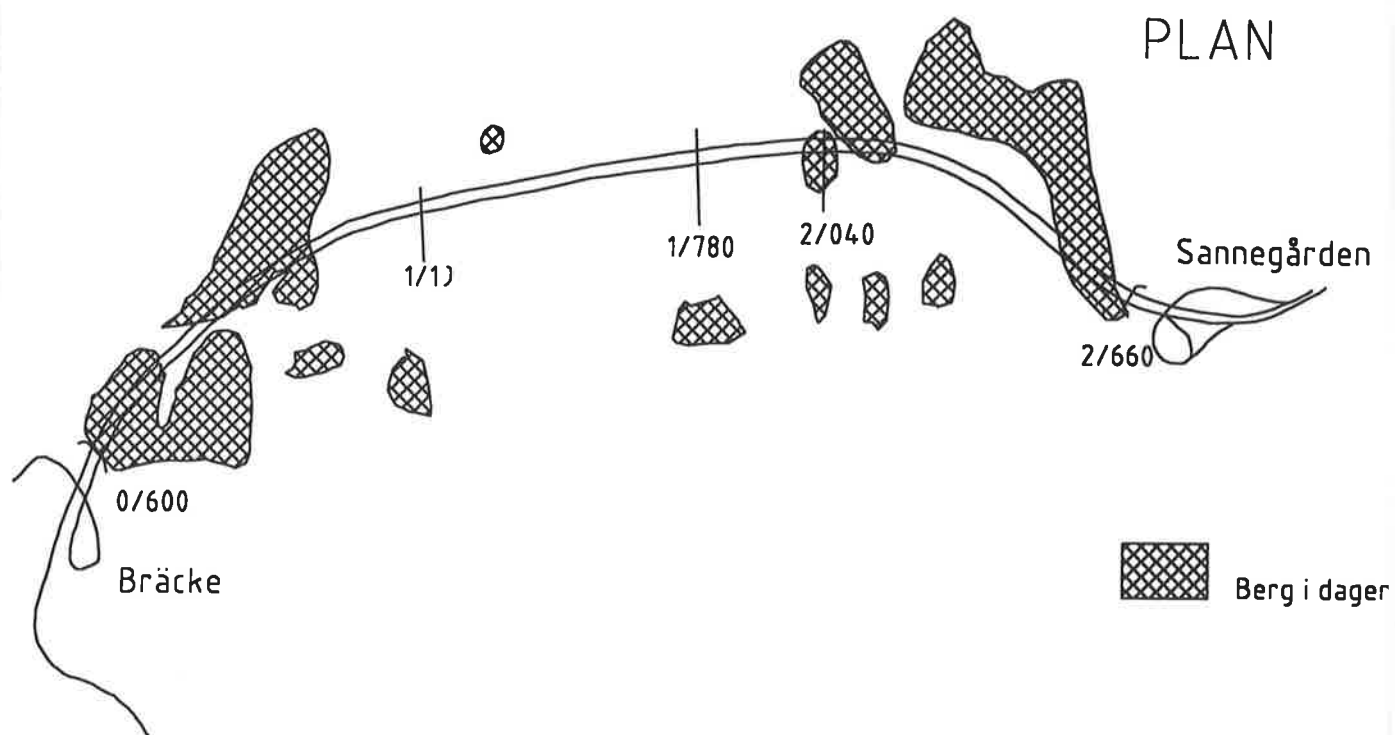


Fig. 5 Lundbytunneln plan och profil (överförstorad höjdskala)

- avspärning av större sprickor med snabb hydraulisk kontakt med ovanförliggande jordlager
- förinjektering anpassad till berg- och grundvattenförhållanden
- kontroll av tätningsresultat med hjälp av borrhål och hydraultester
- eventuell erforderlig kompletterande tätning

Den anpassade förinjekteringen har utformats i samråd mellan beställaren och generalentreprenören i enlighet med de principiella tillvägagångssätt som beskrivs nedan.

Efterinjekteringen har utförts och utförs vid behov som komplement till utförd förinjektering. Beställaren upprättar i varje särskilt fall injekteringsprogram.

Efterinjektering av lokala läckage utförs även om vatteninläckningen på aktuell sträcka understiger det maximalt tillåtna. Skälet till detta är att så långt rimligt undvika utförande av dräner med hänsyn till framtida underhållskostnader.

BORRNING FÖR INJEKTERING

Tätning av berget runt tunnlar och övriga utrymmen har i första hand utförts som förinjektering från stuffen. Med hänsyn till olika täthetskrav längs tunnarna har gjorts en principiell indelning i 3 klasser vad avser borrhålsmönster vid förinjekteringen. Vid täthetsklass 1 har runt hela tunnelkonturen utförts borrhål riktade något ut från teoretisk tunnelkontur. Borrhålsspetsarna skall utanför teoretisk tunnelkontur ha ett inbördes avstånd av 1.0 m.

Vid täthetsklass 2 har borrats samma hålmönster vad gäller botten, men endast vart annat hål i väggar och tak.

Vid täthetsklass 3 har borrats vart annat hål i skärm för täthetsklass 1.

Ordinarie injekteringsskärmar inom täthetsklasserna 1 och 2 bör med hänsyn till det höga täthetskravet inte göras för långa (långa skärmar ökar risken för ominjektering efter kontroll av täthetsresultatet med hjälp av sonderingsborrning och vattenförlustmätning).

Skärmarnas stickning i taket skall vara så stor att risken för att bulthål slår igenom tätskärmen minimeras. Detta innebär att borrhålsspetsarna vid normal tunnelarea skall ligga ≥ 4 m utanför teoretisk kontur.

På figur 6 redovisas en princip för skärmlängd, hålmönster, stickning, övertäckning etc för de olika täthetsklasserna.

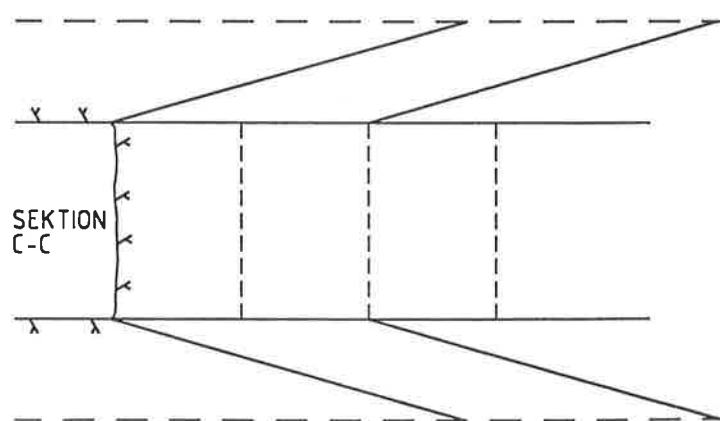
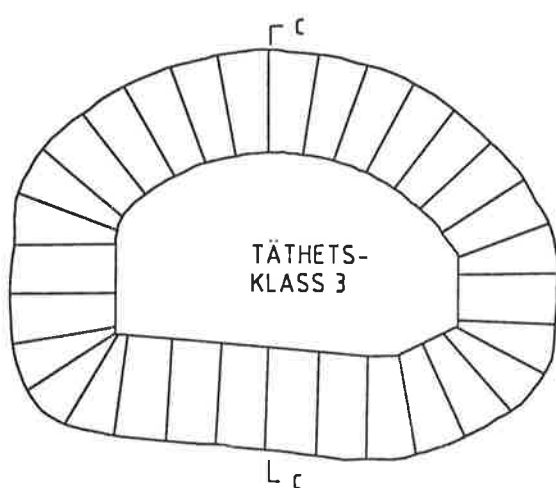
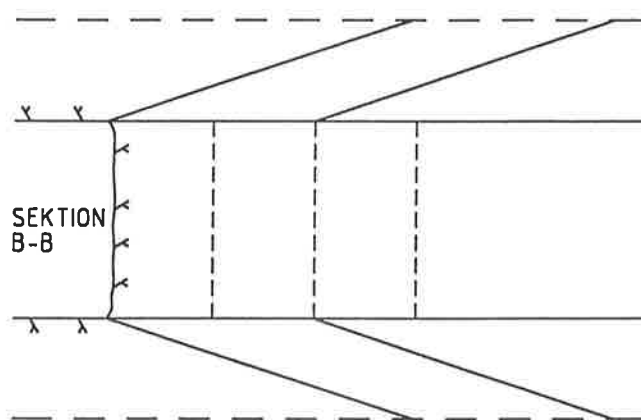
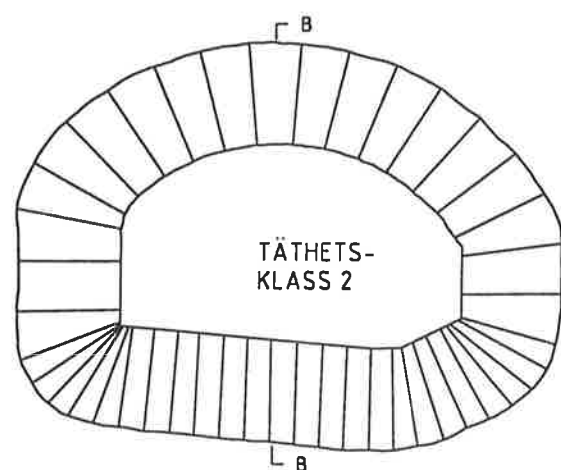
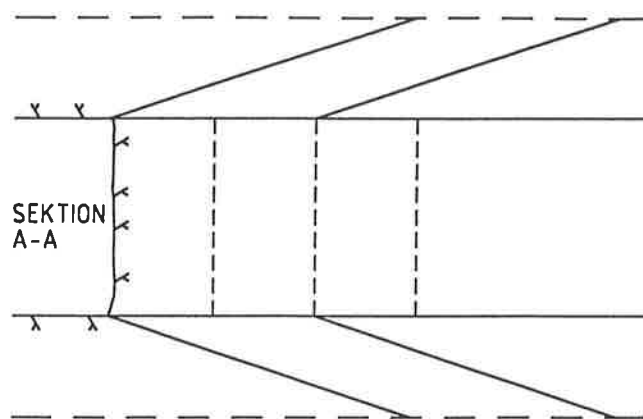
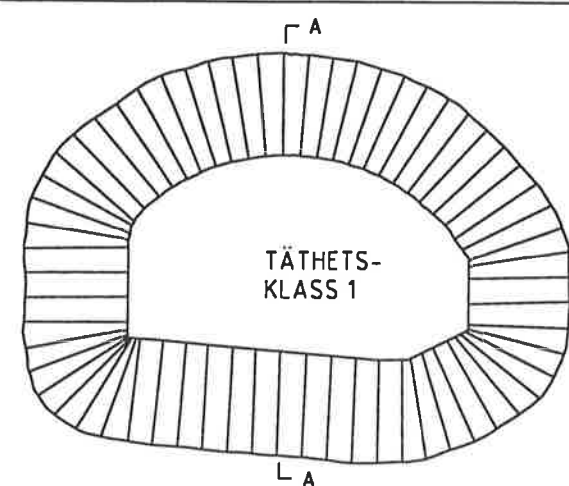


Fig. 6 Principiellt borrhålsmönster vid förinjektering i Lundbytunneln (skala 1:300)

Skärmlängderna är därvid anpassade till ett uttag av 2 sprängsalvor med antagen längd 4 m i täthetsklass 1 och 2 samt 5 m i täthetsklass 3.

Inom avsnitt med bra bergkvalitet har skärmarna utförts med borrhåslängder 13 respektive 17 m. På sträckan 2/040 - 2/660 har borrhåslängden i det bättre berget varit 13 m medan de inom avsnitt med nedsatt bergkvalitet varit 10 m.

Vid utförandet av borrhningen för de olika täthetsklasserna borrar i ett första steg vart annat hål i klassen och vattenförlustmätning utförs. Där hålmönster enligt anvisat mönster inte på ett godtagbart sätt korsar förekommande sprickor har gjorts en anpassning av skärmen med hänsyn till föreliggande hydrogeologiska förhållande. Där det bedömts erforderligt har skärmarna kompletterats med hål inne i skärmen för att minimera risken för läckage i salvhål och i stuffen.

Efter slutförd injektering av samtliga hål i steg 1 har mellanliggande hål uppborrats enligt täthetsklassen i lämplig ordning med hänsyn till att minst 2 timmar bör ha förflutit mellan injektering och borrhning av närliggande hål. Hålen har vattenförlustmätts och injektering utförts.

Vid utförd tätning enligt täthetsklass 1 har utförts minst 4 stycken 10 m långa sonderingshål inom avsnitt där vattenförluster och erfarenheter från utförd injektering indikerat vattenförande sprickor. I sonderingshålen utförs vattenförlustmätning som tidigare. Vid täta hål har hålfyllning med cementbruk ($v_{ct} \leq 0.35$) utförts. Har vattenförluster förekommit har kompletterande borrhål utförts för vattenförlustmätning och injektering.

Motsvarande borrschema och arbetsgång i steg efter täthetsklass har upprättats för samtliga utrymmen utanför normal tunnelsektion.

En injekteringsskärm omfattar sålunda en arbetsgång, som innefattar borrhning, vattenförlustmätning och injektering i två steg. Om snabbt droppande eller rinnande vatten påträffats vid sondering i utförd injekteringsskärm, salvborrning eller efter utsprängd salva har kompletterande förinjektering utförts.

För salvborrning har gällt att hela salvan skall vara uppborrad och godkänd ur täthetsynpunkt av Vägverkets bygglidare innan laddning får ske.

För samtliga borrhål gäller att dessa måste utföras raka och med stor noggrannhet i ansättning.

Maximalt tillåtet fel vid ansättning är 10 cm och maximalt tillåten avvikelse för borrhålsbotten är 80 cm.

Där Vägverket medgivit utökad skärmlängd (17 m) har det ålegat entreprenören att genom utökad kontrollmätning av borrhålen visa att utökad skärmlängd uppfyller gällande krav vad avser såväl avstånd mellan hålspetsar enligt aktuell täthetsklass som maximalt tillåten borrhålsavvikelse.

Efter borrningen har hålen rensolats växelvis med vatten och luft varefter hålen tätats med manschett.

Tätningen av berget skall, så långt möjligt, utföras så att värdet för tillåten inläckning inom varje delsträcka inte vid något tillfälle under byggnadstiden överskrids.

INJEKTERING

Injekteringsarbetet har startats med hål som uppvisar de största vattenförlusterna. Hål med samband har injekterats samtidigt. Injekteringen har utförts med en blandning, med viskositet som är anpassad till rådande geologiska och hydrologiska förhållanden samt vid behov med en styrd härdningstid med hänsyn till t ex liten bergtäckning.

Vid cementinjektering har använts injekteringscement med tillsats av bentonit och flytmedel. Såväl injekteringstryck som sluttryck har valts med hänsyn till vattenförlustvärden och bergtäckning.

För att minska risken för filtrering har vid injekteringens början i princip använts en tunn cementsuspension ($v_{ct} = 3$) och ett lågt tryck. Denna blandning har använts i max 20 minuter om inte inpressningsmotstånd registrerats. Om sluttryck ej uppnåts efter 30 minuter eller inpressningsmotstånd saknas efter 20 minuter har blandningen förtjockats till $v_{ct} 2$. Om ökat motstånd eller sluttryck ej uppnåts med denna blandning inom 30 minuter har blandningen förtjockats till $v_{ct} 1$. Vid stor bruksåtgång eller där risk för spridning till marklagren har förelegat har bruket förtjockats till $v_{ct} 0.5$.

Inom avsnitt med liten bergtäckning och vattenförande svaghetszoner har tätning utförts med hjälp av en kombination av TACSS och cement.

Efter avslutad injektering har hålen pluggats med cementbruk ($v_{ct} \leq 0.35$). Icke injekterade hål samt sonderingshål för bergtäckning har fyllts i hela sin längd med cementbruk ($v_{ct} \leq 0.35$).

LÄCKVATTENMÄTNING

För mätning av inläckande grundvatten under såväl byggtid som under drift har utförts särskilda mätvallar.

Mätvallar har utförts dels vid gräns mellan avsnitt med olika täthetskrav dels inom de olika avsnitten. Exakt placering har anvisats av beställaren med hänsyn till rådande geologiska och hydrogeologiska förhållanden.

Läckvattenmätningar vid mätvallar där tunnarna drivits med påtaglig lutning har givit säkra och lätttolkade värden. Däremot föreligger stora svårigheter att tolka läckvattenmätningar där tunnarna har obetydlig lutning. Utöver problem med igensättning av vattenmätare finns hela tiden problemet att värdera uppmätta värden. Orsak till detta är att vatten tillförs tunneln vid pågående arbeten och att genomströmningstiden för detta vatten i syltan fram till mätvall är okänd. Mätningar efter helg säkerställer därför ej att mätvärdet bara omfattar inläckande vatten.

Problemet med osäkra mätvärden löses dock efterhand som rensning av tunnelbotten utförs. Först efter denna rensning tas slutlig ställning till behovet av erforderlig efterinjektering.

EFTERINJEKTERING

Efterinjektering har utförts och utförs för att dels uppfylla kraven på tillåten inläckning dels att om möjligt söka undvika att dräner behöver utföras.

Inom avsnitt med nedsatt - starkt nedsatt bergkvalitet bedrivs efterinjekteringen som systematisk efterinjektering. Arbete omfattar såväl väggar och tak som botten.

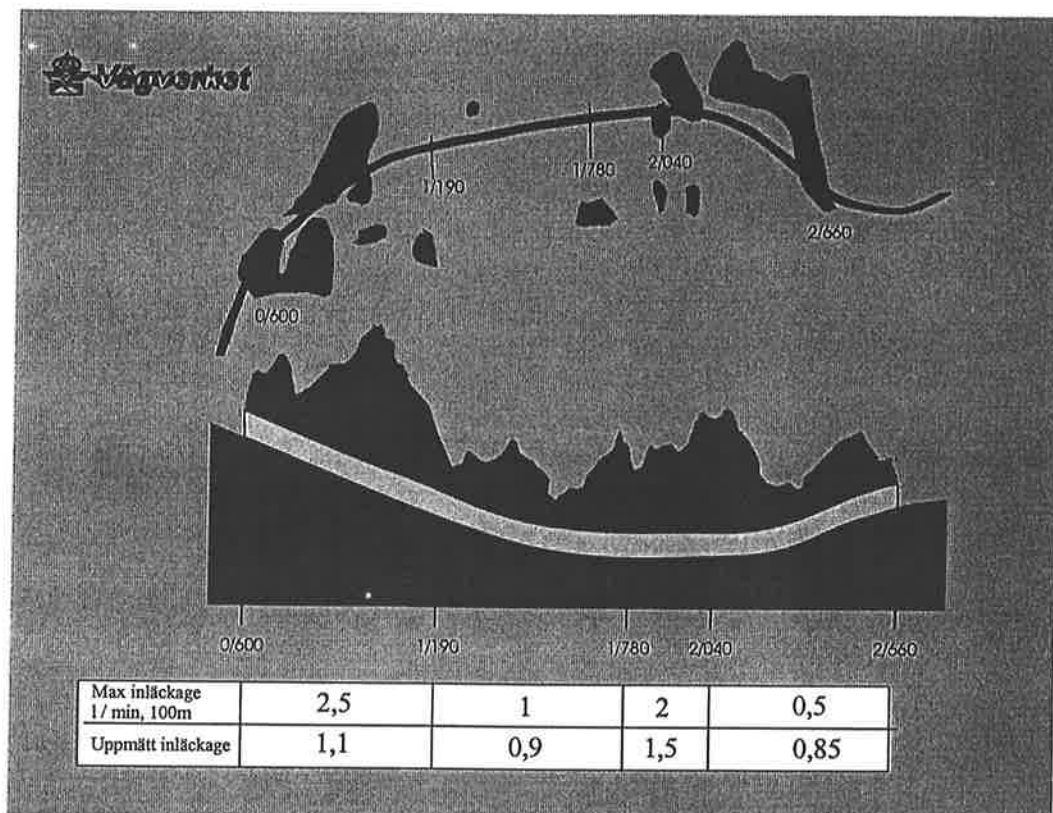
Inom avsnitt med god bergkvalitet utförs punktinsatser vid förekommande lokala läckage.

Injekteringen utförs med cement eller TACSS eller med hjälp av en kombination av cement och TACSS.

RESULTAT AV UTFÖRD TÄTNING

Hittills utförd tätning har resulterat i att väggar och tak till stora delar är helt torra. Efter planerad kompletterande efterinjektering bedömes inga dräner behöva utföras.

I samband med successiv rensning av botten utföres erforderlig kompletterande efterinjektering för att täta synliga läckage.



Figur 7.

Från delar av tunnlar där botten rensats och relevanta läckvattenmätningar kunnat utföras framgår inläckningen i norra tunnelröret i månadsskiftet januari/februari 1997 av figur 7.

Av figuren framgår att uppmätt inläckage med undantag för sträckan 2/040 - 2/660 understiger maximalt tillåtet inläckage.

Det genomsnittliga värdet på sträckan 2/070 - 2/575 på 0,85 l/min fördelar sig enligt följande:

Sektion	Inläckage (l/min, 100 m)
2/070 - 2/190	0,8
2/190 - 2/340	0,8
2/340 - 2/450	1,3
2/450 - 2/575	0,5

I samband med utförande av kompletterande efterinjektering inom aktuellt avsnitt initierade Vägverket en känslighetsstudie för passagen av Lammelyckan. Denna studie syftade till att beräkna maximalt tillåten inläckning med utnyttjande av allt tillgängligt hydrogeologiskt underlagsmaterial. De förnyade beräkningarna visade att avsnittet tål ett inläckage av ca 0,8 l/min, 100 m tunnelrör.

Inläckaget i det södra tunnelröret är på sträckan 2/070 - 2/575 betydligt större än i det norra tunnelröret men efterinjektering pågår.

SLUTSATSER

När allt sprängningsarbete slutförts och kompletterande tätning med hjälp av efterinjektering pågår kan konstateras att Vägverkets inriktning beträffande projektering och byggande varit framgångsrik.

Bedömningen är att inga dräner skall behöva utföras. Med undantag av avsnittet 2/070 - 2/450 (Lammelyckan) är uppmätt inläckage lägre än det maximalt tillåtna och någon skadlig omgivningspåverkan eller indikationer på att sådan kan inträffa har ej registrerats.

Inom Lammelyckanområdet kommer inläckaget i södra tunneln att nedbringas väsentligt. Det bedömes dock att viss infiltration är nödvändig för att förhindra skadlig grundvattenavsänkning vid perioder med minskad grundvattennybildning.

Tättningsarbete har i dag drivits så långt att något innertak ej behövs för att skydda mot frost- och isproblem vid inläckande vatten.

Mot extra eftertättningsåtgärder på ca 4 miljoner skall ställas beräknade kostnader för ett innertak på ca 60 miljoner.

SUMMARY

Rock tunnelling is by the Swedish National Road Administration considered to be a possibility to solve problems with road constructions in areas of environmental sensitivity.

In Gothenburg, the so called Lundbytunnel is constructed. The tunnel consists of two parallel tunnels each one about two kilometers long and with a cross sectional area of 88 and 92 m², respectively. There is also a ventilating tunnel, 238 m long with a cross sectional area of 34 m².

Water leakage into a road tunnel can cause big cost and problems. In densely populated areas as in the case of the Lundbytunnel, the ground conditions often are such that ground water lowering by water leakage into the tunnel with following settling can be apprehended. Another problem, also caused by water leakage, can be hanging ice and ice growing from the walls to the road surface.

In the preinvestigations of the Lundbytunnel, the hydrogeological calculations based on ground water models showed that even a small ground water lowering would cause settling, and this especially, in areas with small ground water storage.

Regarding this condition, the Swedish National Road Administration decided that the tunnels should be constructed with high demands for water tightness. The highest demand was decided to permit water leakage to a maximum of 0,5 litre per minute and 100 m single tunnel.

The sealing performance has been based on a detailed program which has been adjusted successively, to the geological and hydrogeological conditions, rock cover and maximum permitted water leakage.

The sealing performance has generally been executed in successive steps:

- sealing of large joints with fast hydraulic contact with the soil cover above the bedrock
- pregrouting adjusted to rock- and ground water conditions
- control of sealing result by drillholes and hydraulic tests
- eventual requested complementary sealing

Postgrouting has been performed, and is performed as a complementary sealing to the pregrouting. Postgrouting of local leaks is performed, even if the total water leakage into the tunnel is below the maximum permitted. The reason for this is to avoid, as far as possible, drains, which often will result in high maintenance cost.

The sealing, performed hitherto, has resulted in that the ceilings and walls of the tunnels are mostly completely dry. The judgement is, - after planned complementary postgrouting - no drains will have to be made.

While cleaning the tunnel floor, that will be done successively, complementary postgrouting will be performed where visible leaks are formed.

Executed measurements of water leakage into the tunnels show - with the exception of a section with poor rock quality - that the leakage is less than the demands of maximum permitted leakage.

Erfarenheter från injekteringsarbeten vid Arlandabanan

Experiences of grouting works at the Arlanda train project

Lars Hässler, Vattenfall Hydropower AB

Martin Forhaug, NCC

1 Sammanfattning

Bra resultat med nästan obefintligt takdropp i glimmerskiffern trots relativt glesa skärmar, snabb injekteringscykel och frånvaro av tidsödande kontroller.

Svårinjekterad finsprucken glimmerskiffer med lerfyllda sprickor fullt injekterbar med stabila, cementbaserade injekteringsbruk.

Jämn skärm med liten volym i många hål kan vara bättre än ojämn skärm med stor volym i få hål.

Extremt höga tryck, speciellt under injekterings begynnelsefas, kan förbättra resultatet.

Dåligt berg kan sannolikt konsolideras med injektering.

Utveckling av injekteringsutförande under ett projekts genomförande bra för slutresultatet.

1 Summary

Good result can be achieved with almost no dropping from roof in mica gneiss even with relatively spars curtains, fast grouting cycle and luck of time-consuming controls.

Finely jointed mica gneiss with clay-filled joints can be well grouted with stable grouts based on cement.

An even curtain with small volumes in many holes can be better than an uneven curtain with large volumes in few holes.

Extremely high pressures, especially in the first phase of the grouting, can improve the result.

Poor rock can probably be consolidated with grouting.

Development of grouting methods during the project is good for the result.

2 Inledning

Injektering, i bergbyggarsammanhang, utförs i allmänhet för att begränsa mängden inläckande vatten. Hur injekteringen skall göras är vanligen ett hett diskussionsämne och metodik/strategi/kontroll varierar ofta starkt från projekt till projekt. Allmänt kan det dock konstateras att täthetskraven i tunnelsammanhang har genomgått en kontinuerlig skärpning under de senaste decennierna. Idag utgör injekteringsarbeten ofta den dominerande delen av tunneldrivningscykeln.

I ett omfattande projekt som Arlandabanan utförs flera typer av injekteringsarbeten:

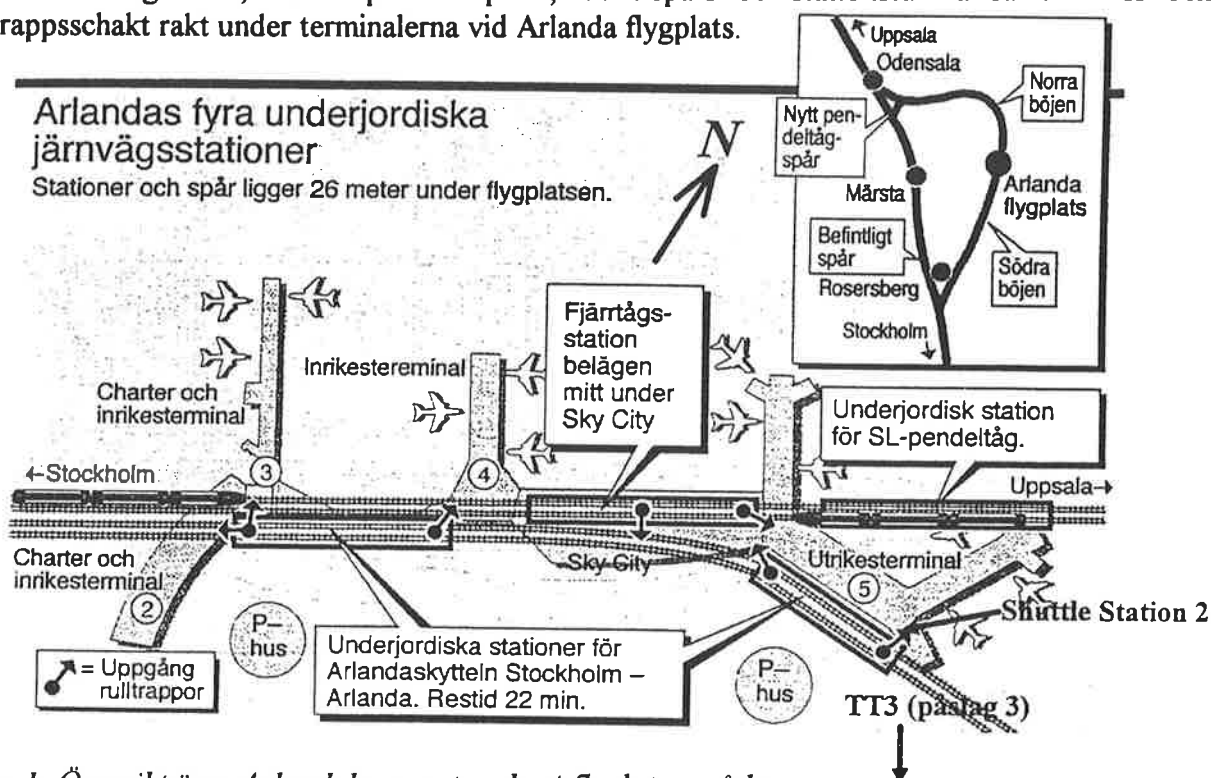
- Förinjektering
- Ridåinjektering
- Schaktinjektering
- Kontaktinjektering
- Efterinjektering

Detta korta föredrag kommer att fokuseras på förinjektering. Övriga får anstå till en annan gång. Då injekteringsarbeten fortfarande pågår i projektet finns ännu inget slutfacit. Föredraget är därför utformat som en lägesrapportering och kommer att fokuseras mot vad som hittills observerats och utvecklats.

3 Kortfattad projektbeskrivning

Arlandabanan som är Sveriges första större BTO-projekt (Build, Transfer, Operate) byggs med i huvudsak privat finansiering. Projektet, som är en snabbjärnvägsförbindelse mellan Stockholms Central och Arlanda flygplats avlastar stadsbudgeten med totalt 3.8 Miljarder SEK av en total byggnadskostnad på 4,65 Miljarder SEK. Siab/NCC i konsortiet Banbrytarna ansvarar för alla byggnadsarbeten om totalt 2,1 Miljarder SEK.

Två engelska företag GEC-Alsthom och Mowlem ansvarar för tågleveranser, signalsystem och rälsläggning. Banbrytarnas projektledning leds från Märsta nära Arlanda. Produktionen är indelad i fyra driftområden - mark, berg, betong och stationer. Markblocket ansvarar för alla markarbeten ovan jord inklusive 500.000 m³ bergschakt i skärningar. Bergarbeten under jord omfattar totalt 800.000 m³ bergschakt, fördelat på enkelspårs-, dubbelspårs- och stationstunnlar samt 11 hiss- och rulltrappsschakt rakt under terminalerna vid Arlanda flygplats.



Figur 1: Översikt över Arlandabanans tunnlar i flygplatsområdet.

Figure 1: Overview of tunnels in the Arlanda airport area

4 Geologi

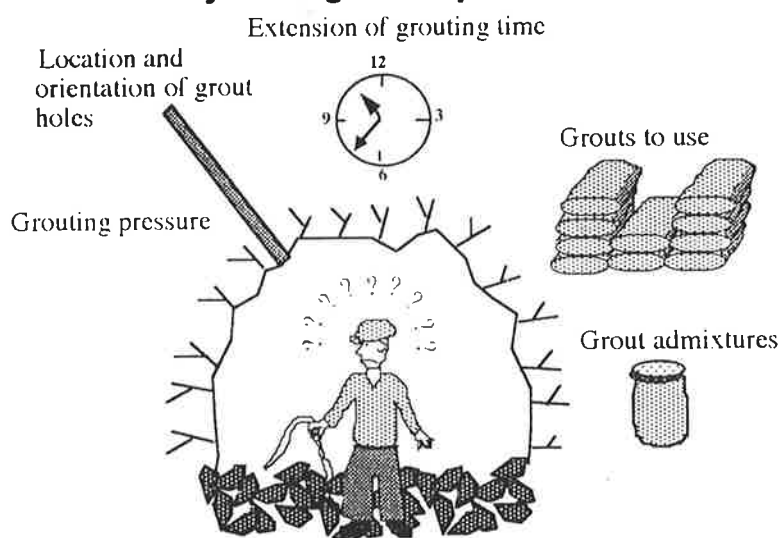
Tunnelarbetena har utförts i två olika bergtyper. I de centrala områdena under flygterminalerna består berget huvudsakligen av glimmerskiffer. I angränsande områden i norr och söder består berget huvudsakligen av granodiorit.

Huvudspänningsriktningen är ungefär öst-västlig. Storleken på största huvudspänningen är uppmätt/uppskattad till ca 3-9 Mpa.

Glimmerskifferns foliation stupar ca 70 grader mot väst med en nord-östlig strykning. Då tunnarna går ungefär i nord/syd innebär detta bergtekniskt, att tunnarna skär foliationen relativt gynnsamt. Många strukturer och uthålliga sprickplan avviker dock från foliationsriktningen, vilket orsakar bergtekniska problem. Bergkvaliteten varierar från dåligt till bra berg, vilket motsvarar $Q = 1-10$ och mer än 10. Vissa mindre lokala områden med $Q < 1$ förekommer i form av leromvandlade dåliga zoner med en mäktighet runt metern. Berget kan klassas som mycket svårinjekterat. Kärnborrhål som uppfattats som helt täta under några dygn har senare visat stora läckage. En misslyckad injektering ger sig tillkänna som diffusa läckage över större ytor eller som jämna läckage längs uthålliga sprickplan.

Granodioriten kan sägas vara övervägande storblockig med bitvis mycket hög vattenföring. kvalitén är oftast god med Q -värden mellan 8-20 ($SRF=1$). Granodioritens mottaglighet för injekteringsbruk varierar men är ofta mycket hög. Berget kan inte anses direkt svårinjekterat men det är ofta svårt att erhålla ett bra resultat då injekteringsmedlet lätt försvinner i större strukturer men inte orkar in i finare. Dåligt injekteringsresultat visar sig vanligen som koncentrerade läckor i sprickplan. I något fall i samband med starkt uppsprucket berg har diffust läckande ytor konstaterats.

5 Förinjekteringskoncept



Figur 2: Några komponenter i ett förinjekteringskoncept
Figure 2: Some components in a pre grouting concept

Ett förinjekteringskoncept kan indelas i ett antal komponenter:

Geometrisk

- Hålavstånd
- Skärmlängd
- Skärmöverlapp
- Utstick

Förloppsstyrande

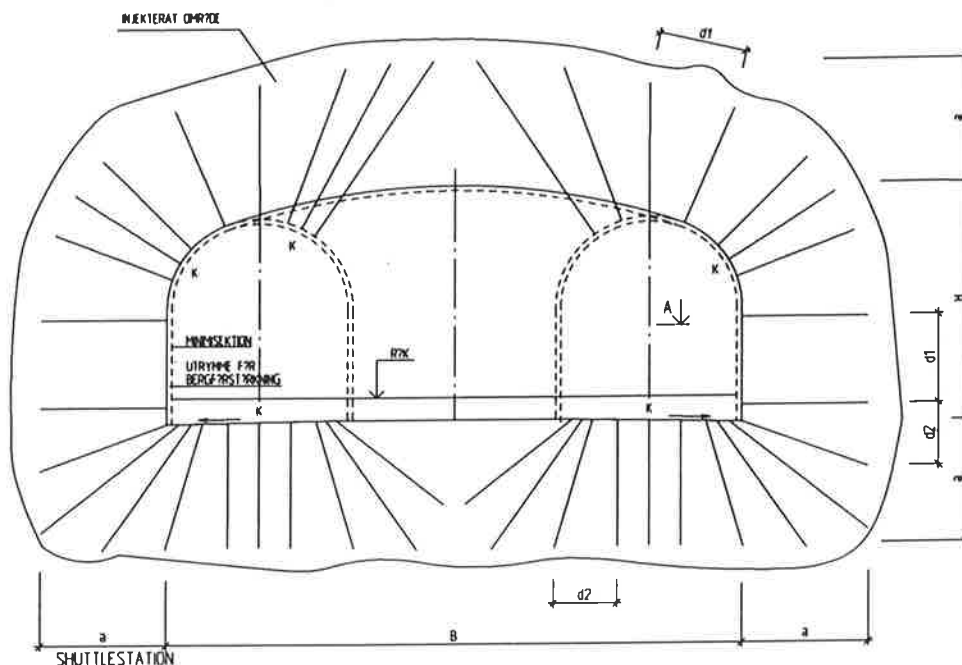
- Brukstyper
- Injekteringstryck
- Injekteringsordning
- Stoppkriterier (volym, tryck/flöde)

Kontrollerande

- Mätningar ex vattenförlustmätning i kontrollhål
- Registreringar ex kontinuerlig registrering av tryck och flöde

För att kunna välja och sätta värden på ovanstående komponenter i ett injekteringskoncept krävs dessutom kunskap om geologi, bergtäckning och vilka krav som ställs avseende tillåtna inläckningsmängder. Det är dyrt att täta för bra. Inläckningskraven bör därför vara ekonomiskt baserade där kostnaden för infiltration, dräner och underhåll ställs mot kostnaden för injektering. Som bas för upprättande av täthetskrav krävs alltså diverse geohydrologiska och geotekniska utredningar, en uppfattning av kostnaden för injekteringsarbeten vid olika inläckningskrav samt en uppfattning om kostnaden för dräner och underhåll som funktion av inläckande vattenmängder. Tillåtna inläckningsmängder har satts till ca 5 l/min och 100 m tunnel. Huvuddelen av markanläggningarna i området är dock grundlagda på fastmark. Skadliga grundvattensänkningar för tunnlar norr om Märstaån bedöms endast kunna uppkomma i anslutning till landningsbanor i flygterminalområdets nordliga delar. De sättningsbenägna områdena nordväst om flygterminalområdet ligger ca 300 m från tunnlar. Det långa avståndet i kombination med de ytliga tunnlar har gjort att risken för skadliga grundvattensänkningar bedömts som mycket liten. I nord-ost återfinns dock ett sättningsbenäget område på väsentligt kortare avstånd. Här har risken för skadliga grundvattensänkningar bedömts som stor. Generellt gäller dock att om grundvattensänkningen i något område blir för stor så kommer permanenta infiltrationsanläggningar att uppföras.

De konsulter, som fått i uppdrag att projektera bergdelarna, intog självklart en mycket försiktig hållning när det första injekteringskonceptet lades fram. Meningen var dock redan från början att injekteringsutförandet skulle utvecklas under resans gång:



ANVISNING GRUNDLÄGGANDE PRINCIP

HÖLJNING STICK OCH ÖVERLAPP FÖLJER EN GRUNDPRINCIP FÖR RESPEKTIVE TUNNELTVÄRSNITT. GRUNDPRINCIPEN (RIKTNING, STICKLÄNGD) JUSTERAS FÖR ORIENTERING AV SPRICKZONER, BULTNING, AVSTÄND TILL NÄRLIGGANDE KONSTRUKTIONER SAMT RESULTAT FRÅN TIDIGARE UTFÖRDA STRÖCKOR. INJEKTIONSHÖJN SKALL TVÄRSÄTTAS FÖR SPRICKZONER SÖLJUNG DET FRÅN MÖJLIGT DET INNEBÄR ATT INJEKTIONSTRUMPELEN LOKALT KAN AVVIKA MYCKET FRÅN "TYPTRUMPELEN".

INJEKTIONEN DOKUMENTERAS GENOM REGISTRERING AV INJEKTIONSFÖRLOP, TRYCK OCH TOTAL MÄNGD FÖR VARJE INJEKTIONSHÖJ.

INJEKTIONSMODEL

INJEKTIONSMODELLEN SKALL VARA BASERADE PÅ MICROCEMENT/ULTRAFIN CEMENT AV BESTÄMDEHETSKVALITET FÖR VÄT EJ ÖVERSTIGA 0,8 VID NORMAL BERGINJEKTION. TYPGODKÄND /CERTIFIERAT FLYTTILLSÄTSMODEL TILLSÄTTS FÖR ATT ÖPPNA ERFORDERLIG FLYTBARHET. BENTONIT FÖR EJ ANVÄNDAS.

GRUNDSAMMANSTÄLLNINGEN (BRUK II) SKALL VARA MYCKET LÖSLYFTANDE. DET MER TRYGGLYFTANDE BRUK II SKALL HA EN HÖGRE FLYTGRIEN. FLYTGRIEN HÖJS GENOM ATT SÄNKA DOSERINGEN AV FLYTMEDEL OCH/ELLER SÄNKA VÄT.

DET SKALL ÖVEN FINNAS MÖJLIGHET ATT BLANDA ETT ACCELERERAT CEMENTBRUK FÖR DE FALL MED STÖRA BRUKFÖRLOST I INJEKTIONSHÖJ. (KLORHÄLTIGA ACCELERATORER FRÅN EJ TILLTÄNA I NÄRHETEN AV ARMERING ELLER BULTAR PÅ KORROSIONSRISKEN).

VATTENSEPARATION ENLIGT SS 137531 FÖR EJ ÖVERSTIGA 2% FÖR NÄRIGGANDE BRUKSTYP. KRAVEN FÖR INJEKTIONSBROKEN FRAMGÅR AV TABELL 1.

UTRUSTNING

BLANDAREN SKALL VARA EN HÖGHASTIGHETSBLANDARE AV TYP KOLLOIDKVERN ELLER ANNAN BLANDARE MED DOKUMENTERAT HÖG DISPERGERINGSEFFEKT. BLANDAREN SKALL VARA FÖRSEDD MED ÖPPNINGSSÄNDNING FÖR VATTEN MED EN NÖGGRANNHET PÅ MINST 5%. MELLANLAGRINGSKÄRL SKALL VARA FÖRSETT MED ÖMRÖRARE. PUMPEN BÖR HA EN KAPACITET PÅ MINST 80 l/min VID 4 MPa TRYCK. FÖR LÖPANDEN KONTROLL AV INJEKTIONSBROKET SKALL FINNAS MARSKON. MUD-BALANCE SAMT MÄTGÅS FÖR MÄTNING AV VATTENSEPARATION OCH VOLYMPÄNNING ENLIGT SS 137531. EN VÄG FÖR KONTROLLVÄNNING AV SÖCKAR SKALL FINNAS I DET FALL CEMENTEN LEVERERAS PÅ SÖCK. VID BULK/STÖRSÖCKSLÄVERANS SKALL DOSERINGSVÄG FÖR CEMENT MED EN NÖGGRANNHET OM 2% FINNAS.

KONTROLLHÖJ

FÖR KÄNSLIGA STRÖCKOR BÖRRAS KONTROLLHÖJ. KONTROLLHÖJEN VATTENFÖRLUST-MÄTIS OCH OM LUGEDNIVÅDET ÖVERSTIGER 0,5 UTFÖRS KOMPLETTERANDE INJEKTION FÖR MINST KONTROLLHÖJETS SEKTÖR (HALVA AVSTÄNDET TILL NÄRLIGGANDE KONTROLLHÖJ).

INJEKTIONSTRYCK

FÖR ÖMRÖDEN UTAN NÄRLIGGANDE KONSTRUKTIONER SOM KAN STÖRAS AV INJEKTIONEN ANVÄNDS INJEKTIONSTRYCK AV 4 MPa. FÖR ÖMRÖDEN MED NÄRLIGGANDE KONSTRUKTIONER SOM KAN STÖRAS AV INJEKTIONEN ELLER NÄRLIGGANDE BERGÖVERFYTA ANVÄNDS ETT MAXIMALT TRYCK AV 0,5 TILL 1,5 MPa. BERÖENDE PÅ AVSTÄND OM ÖKNING AV FLYDET NOTERAS UNDER INJEKTIONEN. REDUCERAS TRYCKET OMEDELBAR TILLS FLYDET ÖTERGÅR.

INJEKTIONSVOLYMER

INJEKTION STARTAR ALLTID MED BRUK I EFTER ÖTGÅNG AV 60 l/m BÖRRHÖJ. BYTS TILL BRUK II EFTER ÖTGÅNG AV YTTERRIGARE 15 l/m STOPPAS INJEKTIONEN GENOM ATT BRUKET FÖRÖCKAS TILL STOPP ÖPPSTÄR.

STOPP ANSES ÖPPNITT NÄR FLYDET VID AKTUELLT MAXTRYCK UNDERSTIGER 1 l/min.

BÖRRNING

BÖRRNING NOM 4m FRÅN INJEKTIONSPUNKT FÖR FÖRST PÖRÖRJAS NÄR INJEKTIONSBROKET ÖPPNITT EN SKÄVHÖJFASTHET PÅ 1 kPa.

TABELL 1

Bruckstyp	I	II
Minimalkrav, cementtyp	Mikrocement	Mikrocement
Spec. yta, Blane (m ² /kg)	≥800	≥800
Kornstorlek vid 95 % passerande m ² ngd (μm)	≤16	≤16
Flytgräns (Pa)	0-1	c.a 5
Marschid (s)	<38	45-55
Skjuvhöjfasthet (kPa) eller 4 tim	>0,2	>0,5
Tryckhöjfasthet (MPa) eller 28 dygn	>10	>10

Figur 3: Ursprungligt injekteringskoncept
Figure 3: Original grouting concept

Som alla kan se så fanns stora restriktioner på injekteringstryck vid liten bergtäckning eller kort avstånd till närliggande konstruktioner. Kontrollhål med vattenförlustmätningar skulle också regelmässigt utnyttjas för att säkerställa resultatet. Trots tryckrestriktionerna ansåg många att berget skulle spräckas upp och byggnaderna runt omkring skadas genom okontrollerad hävning.

Flera typer av injekteringsmedel med olika egenskaper fanns beskrivna att användas i olika situationer. Som kriterie för att avsluta injekteringen av ett hål fanns både flöde och volym.

I praktiken förenklades dock snabbt konsultens ambitiösa förinjekteringskoncept. Bland annat så försvann kontrollhålen helt. Man kan dock konstatera att ett mycket bra resultat erhållits trots ofta dåligt och svårinjekterat berg och förhållandevis liten tidsåtgång för injekteringsrelaterade arbeten.

6 *Beskrivning av injekteringsarbeten utförda från olika arbetstunnlar*

Det huvudsakliga tunneldrivningsarbetet har utförts från 4 olika arbetstunnlar. Respektive platschef ansvarar för och styr själv injekteringsarbetena. Detta medför att injekteringarna utförs på tre olika sätt med tre olika utrustningar. Två olika cementsorter används, båda så kallade mikrocement (ca >95% passerar ett 16 μ filter):

I arbetstunnel 2 används ett sulfatresistent bruk med relativt långsamt härdningsförlopp. Marshkontid vid vct 0.8 ligger runt 41 sekunder (långsam tratt enl Ulf Håkansson).

I arbetstunnel 3 och 4 används ett specialbruk som inte kan klassas som sulfatresistent men med mycket snabbt härdningsförlopp. Marshkontid vid vct 0.8 ligger runt 33 sekunder (snabb standardtratt).

Injekteringsarbetena bedömdes redan tidigt i projektet att bli tidskritiska. För att erhålla en rationell process beslöts att olika brukstyper skulle baseras på samma cement. Användande av grövre cement för mera trögflytande bruk skulle komplicera utförandet samt kräva rengöring av injekteringsutrustning vid övergång till lättflytande bruk baserade på finmalda cement.

Arbetstunnel 2:

Arbetstunneln fungerar i princip som angreppspunkt för tunnlar mellan Märstaådalen och Intercity-stationen. Ungefär mitt i området går skiljelinjen mellan granodiorit i söder och glimmerskiffer i norr. "Shuttle" station 1 (under flygterminal 2 och 3) växelområden strax söder om shuttle 1 tillsammans med intercitytunnlar i området går i glimmerskiffer. Tunnelarna söder därom går i granodiorit. Glimmerskiffern är allmänt sett av bättre kvalité än längre norrut.

Alla injekteringsarbeten har utförts med det mera "långsamhärdande" injekteringsbruket. I samband med att tunnlarbetena påbörjades i de södra delarna, utfördes den stora jordschakten över Märstaådalen. Jordschakten medförde en grundvattenavsänkning på ca 15 m. Denna jordschakt har även medfört att grundvattnet avsänkts i angränsande berg och därmed även i granodioriten för områdets södra tunnlar. Hittills har inte några större injekteringsproblem observerats i granodioriten. Injekteringsarbetena i granodioriten utfördes med tryckrestriktioner ungefär enligt ursprungligt upplägg. Man har dock inte utfört några kontrollhål eller i större omfattning inväntat ett tillstyvnande av injekteringmedlet innan salvborrning. Injekterings-volymer har hållits relativt begränsande runt 0,16 ton cement/m tunnel. Preliminära

undersökningar indikerar dock att områdets granodioritdel tar in mera vatten än motsvarande tunnlar i granodiorit norr om terminalområdet. Hur inläckaget kommer att se ut när grundvattenytan i Märstaådalens återställs är i dag osäkert. Ett något ökat inläckage längs dessa tunneldelar bedöms dock inte medföra några skadliga effekter på omgivningen. Framtida underhållsbehov kan dock påverkas. Tunnelarna i glimmerskiffer, norr om granodioritsområdet, har dock krävt en viss förändring av injekteringsmetodiken. Använda tryck är idag uppe i ca 40 bar trots närliggande fundament och liten bergtäckning. Volymsbegränsningen ligger dock kvar på ca 1000 liter per 20-meters hål. Hittills ligger åtgången över glimmerskifferområdet på ca 0,33 ton/m tunnel.

Arbetstunnel 3:

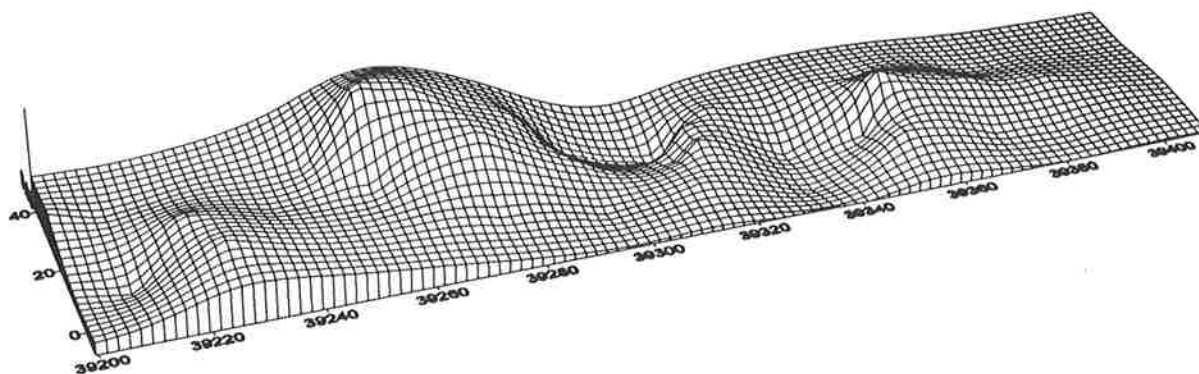
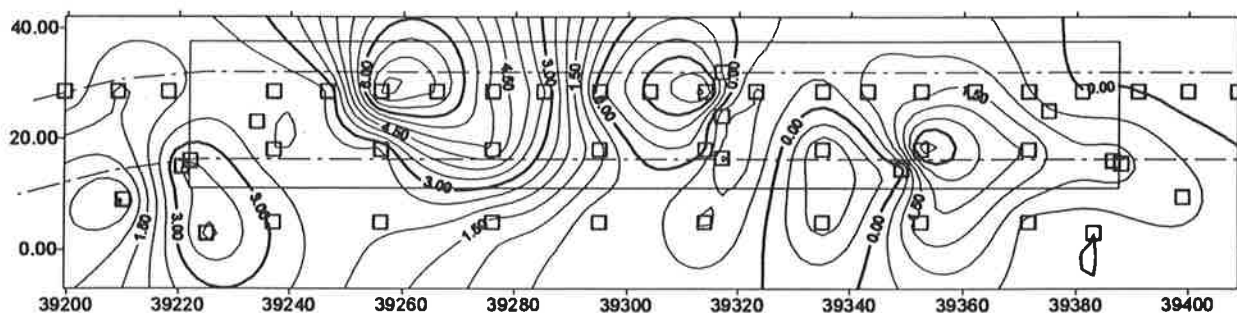
Arbetstunneln fungerar som angreppspunkt för tunnlar norr om shuttle 1 stationen och söder om "Åsatunneln". Området innefattar shuttle station 2, Intercity och SL-stationerna samt en dubbelspårstunnel mot norr till Åsatunneln. Området ligger nästan uteslutande i en varierande uppsprucken glimmerskiffer.

Allt injekteringsarbete har utförts med den snabbhärdande cementtypen. Det dröjde endast någon vecka efter att injekteringsritningarna kommit ut tills platschefen på arbetstunnel 3 hörde av sig. Det gick inte att injektera med anvisade låga tryck. Inget bruk gick ut i berget. Han hade på eget bevåg, med gott resultat, ökat maxtrycket från ca 20 till 40 bar. Han hade också passat på att slopa kontrollhålen och vattenförlustmätningarna.

Efter uttag av det första större bergrummet kunde vissa tendenser till fuktning vid bultskallar på femmeters bergbultar konstateras. Bästa framkomliga sätt att minska detta bekymmer bedömdes vara att öka mängden injekterat bruk i berget. Man kunde också konstatera att injekteringskärmarna var väldigt ojämna. Detta skulle möjligen kunna åtgärdas genom att tillåta högre tryck under injekteringens första fas. Injekteringsutrustningen gick igenom och kontrollerades med avseende på trycktålighet. Efter försök på plats lades injekteringskonceptet om. Tryckbegränsningarna ändrades till max 60 bar under de första 150 litrarna. Därefter fick inte trycket överstiga 40 bar. Maxvolym i ett 20 meters injekteringshål ändrades från 1200 liter till 700 liter. Motivet till att tillåta detta höga tryck var att den brant stupande strukturen huvudsakligen skulle medföra horisontella rörelser och att den begränsade volymen skulle minska en eventuell skadas storlek. Injekteringspersonalen skulle försöka erhålla en så jämn skärm som möjligt. Om motståndet i ett injekteringshål inte ökade med injekteringen skulle dock trycket snarast sänkas. En markant ökad åtgång av injekteringsbruk med jämnare fördelning kunde konstateras tillsammans med en väsentligt förbättring av injekteringsresultatet. Några månader senare gick larmet. Det konstaterades att marken hävde sig vid hydrantledningen framför utrikesterminalen. Man var rädd för att den hade sprungit läck. Någon timme senare upphörde dock hävningen. Det visade sig vara injekteringsarbeten som lyft gatan ca 20 cm över ett område på ca 15 m². Denna händelse oroade förstas ledningsägare och angränsande fastighetsägare. Det beslöts att bibehålla de för många något vidlyftiga trycken men att ytterligare minska maxvolymen i ett hål från 700 till 350 liter. Någon markant försämring av injekteringsresultatet har hittills inte konstaterats av denna drastiska volymsminskning.

dessa spänningsmätningar var relevanta i det tidigare plansprängda ytnära berget. För att på bästa sätt försäkra att en tillräcklig förstärkning installerades vid rätt tidpunkt beslöts stationen att tas ut i två steg: I en första fas togs två sidopiloter ut längs hela stationssträckan med kvarstående stöttande temporär mellanpelare i mitten. Därefter togs mellanpelaren ut efter analys av uppmätta deformationer och utförda bergkarteringar tillsammans med bakåtberäkningar och kompletterande beräkningar av erforderlig förstärkning. Normala bakåtberäkningar har inte lyckats efterlikna det uppmätta deformationsförloppet som visar att bergytan över större delen av stationen hävt sig, på några platser upp till 7-8 mm (se figur 4). En bättre överensstämmelse erhålls om berget antas konsoliderat och förspänt av utförda injekteringar. Andra förklaringar kan vara att utförda injekteringar trängt in i horisontella slag och lyft berget och på så sätt skapat marginaler på sättningssidan.

Idag är större delen av mellanpelaren i shuttle 2 stationen uttagen. Inga sättningar överstigande några mm har hitills uppmätts. Om berget lyfts av injektering i horisontella slag skulle teoretiskt sättningarna vid pelaruttaget varit betydligt större. Ovanstående leder till slutsatsen att injekteringarna konsoliderat berget och ökat de nyttiga horisontalspänningarna.



Figur 4: Uppmätta deformationer i utrikeshallen efter uttag av pilottunnlar i shuttle 2- stationen. Deformationer angivna i mm.

Figure 4: Measured deformation in the international terminal after excavation of pilot-tunnels in the shuttle 2 station. Deformations in mm.