

BeFo

Bergmekanikdag 1988

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 16 MARS 1988**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 16 1988**

Redigerad av Menachem Finkel

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1988**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid.
INLEDNINGSANFÖRANDE	
Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm	11
INFORMATION	19
Deep drilling in crystalline bedrock <i>Symposium i Mora 1987</i> Per-Olov Karlsson, Vattenfall	21
MODELLBERÄKNINGAR, PROGNOSE OCH VERKLIGHET	27
<i>Model calculations, prognoses and reality</i> Inledare: Gunnar Gustafson, Chalmers Tekniska Högskola/VIK	29
Modeller som bergmekaniskt verktyg. Problem och möjligheter <i>Theoretical models. Problems and possibilities</i> Göran Rehbinder, Tekniska Högskolan i Luleå	31
Validation of the Computer Code Mudec against the Colorado School of Mines Block. Test Data Nick Barton, Panayiotis Chrissanthakis, Karstein Monsen, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo	37
Hydrologiska undersökningar för SFR, Forsmark <i>Hydrogeological investigations at SFR, Forsmark</i> Leif Carlsson, Anders Winberg och Jan Arnefors, Sveriges Geologiska AB (SGAB), Göteborg	57
Erfarenheter från prognos av brytningsförhållanden i Näslidengruvan <i>Experiences from a prediction of the mining conditions at the Näsliden Mine</i> Torgny Borg, Borg Ingenjörskonsult AB Gunnar Agmalm, Boliden Mineral AB	73
Prediction of Joint Geometrical Properties and Possible Application Areas James I. Mathis, Avd. för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå	87
STABILITET HOS BERGANLÄGGNINGAR	99
<i>Stability of rock installations</i>	
The Condition of the 80 year old, Unlined Headrace Tunnel at the Håverud Hydropower Station, Sweden Lars Hansen, Trias Geologi, Uppsala Jüri Martna, Vattenfall	101

	Sid.
Brott i bergvägg i granit vid kraftverk i Spanien. Stabilitetsanalys, åtgärder, resultat <i>Rock failure in a granite wall at a hydroelectric power station in Spain</i> Lars Lundström, Hagconsult AB	115
Stabilitetsberäkningar och uppföljning av sprängd jord-berg tunnel Ivar Öhman, Tyréns Företagsgrupp AB	127
Bergstabilisering genom avlastningssprängning — erfarenheter från Boliden gruvor <i>Rock stabilisation by destress blasting — experiences from Boliden mines</i> Norbert Krauland, Per-Erik Söder, Boliden Mineral AB	137
Diskussion Inlägg av Lars Hansen, Lars Lundström, Sten G A Bergman, Per-Erik Söder, Norbert Krauland, Tomas Franzén	157
BERGFÖRSTÄRKNING — TEORI OCH PRAKTIK <i>Rock support — in theory and practice</i> Inledare: Sten Bjurström, Svensk Kärnbränslehantering AB	161
Bergdeformationer i cirkulär tunnel. Jämförelse mellan krökt och linjärt brottkriterium <i>Deformation in circular rock tunnel. Comparison between curved and straight-line failure criteria</i> Leif Viberg, Statens geotekniska institut, Linköping	165
Hur fungerar slaka ingjutna bultar i svagt berg — en jämförelse mellan teori och praktik <i>Performance of fully bonded bolts — a comparison between theory and a case history</i> Mats Holmberg, Institutionen för jord- och bergmekanik, KTH	187
Värdering av kabelbultning i Renströmgruvan <i>An evaluation of cable bolting in the Renström mine</i> Agne Ahlenius, Boliden Mineral AB	197
Stålbågar som förstärkningsåtgärd. Erfarenheter från Garpenberg <i>Tunnel support with steel. Experiences from Garpenberg</i> Gunnar Nord, Pär Olsson, Skanska AB	211
Diskussion Inlägg av Göran Rehbinder, Håkan Stille, Nick Barton, Sten Bjurström, Norbert Krauland, Leif Viberg, Rasa Benedik, Pär Olsson, Lars Lundström, Hans Helfrich, Sten G A Bergman	221

UNDERSÖKNINGAR, NYA METODER OCH TEKNIKER

227

Investigations, new methods and techniques

The underground research laboratory, Canada. A summary of the geomechanical programs on the 240 m level

229

Rolf Christiansson, VIAK AB

Derek Martin, Atomic Energy of Canada Ltd

Utveckling och trender inom hydraulisk spräckning

259

Developments and trend within the field of hydraulic fracturing

Christer Ljunggren, Avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå

SGAB:s borrhålsradar — teknik med nya tillämpningar

273

The SGAB borehole radar — applications of a new technique

Lars Falk, Sveriges Geologiska AB (SGAB), Uppsala

Mellanhålsseismik, dess potential och möjliga nytta

287

Referat från paneldiskussion med Håkan Stille, KTH/Skanska,

Ola Claesson, Skanska, Heinz Thurner, Geodynamik,

Olle Olsson, SGAB, Uppsala, Calin Cosma, Geoseismo Oy

Referat sammanställt av Menachem Finkel, BeFo

Diskussion

289

Inlägg av Tomas Franzén, Hans Helfrich, Göran Bäckblom, Hans Janzon,

Olle Olsson, Heinz Thurner, Håkan Stille

Avslutning

293

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

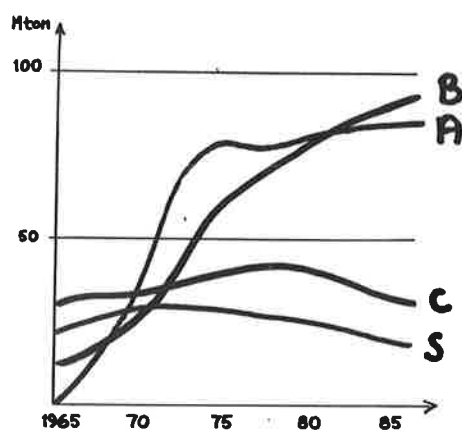
Enligt traditionen är det min uppgift att berätta något om tillståndet i nationen - bergtekniskt och bergmekaniskt. Vårt förhållande till de bergmekaniska makterna får anses vara gott även om de av och till överlistar oss; vi har haft ett par anmärkningsvärda ras i tunnlar på senare tid, dess bättre utan personskador men med stora extrakostnader till följd. Ett inlägg vid gårdagens "bergsprängningsdag" handlade om detta och vi har också i BeFos nya ramprogram tagit upp visst utrymme för att ytterligare följa upp och dokumentera sådana här händelser. Beställaren eller ägaren till en sådan utsatt anläggning är naturligtvis främst intresserad av att få den i drift snarast möjligt och till lägsta kostnad. Men det ligger ett stort allmänintresse i att närmare belysa bakgrunden och sprida den kunskapen - här har BeFo en given uppgift.

Detta är alltså en viktig - om än ganska liten - del av vårt nya program som nu är i sitt begynnelsestadium. Programmet i stort presenterade jag redan förra året och jag skall inte upprepa det, jag hänvisar i stället till vår verksamhetsberättelse som i år ges ut dels i engelskspråkig, dels i en svensk något enklare version. Däremot skall jag nämna att vi under året fått två glädjande tillskott i vår huvudmannakrets, nämligen SGAB och Sydkraft.

Det finns fortfarande gruvverksamhet i det här landet och inte så lite heller, även om massmedia ibland ger intryck av att branschen är under total avveckling. Visst är läget ganska kärvt. Järnmalmen skall säljas på en marknad med en klar trend av ökande

utbud, sjunkande priser och en sjunkande dollarkurs (vilket direkt drabbar oss) men likafullt är de flesta - om än inte alla - övertygade om att vi kommer att ha våra gruvor i Kiruna och Malmberget i drift under överskådlig framtid.

Sulfidmalmen - med sina blandade metallinnehåll - är alltid svårbedömda. Priserna på dessa metaller växlar på ett mera oberäkneligt sätt med hänsyn till svängningar i efterfrågan, lageruppbyggnad och ibland rent spekulativa inslag. Vi har nära tjugo gruvor i drift, vissa slår igen till följd av sinande malmbas men samtidigt öppnas faktiskt nya gruvor.



Export av järnmalm från Brasilien, Australien, Canada och Skandinavien.



Boliden gruvor i Sverige 1988.

Att Sverige över huvudtaget kan vara med i den här branschen beror på en kontinuerligt stigande produktivitet som till stor del är knuten till en hög tekniknivå. Och för att fortsätta på den vägen görs som ni vet en kraftsamling i den gemensamma satsningen Gruvteknik 2000. Vi har tidigare presenterat programmet och det finns nu också en broschyr "Svensk gruvindustri möter framtiden". Programmet är i full gång och jag skall bara peka på ett par projekt inom bergmekanikområdet.

I Kiruna prövar man en storskalig skivpallbrytning i ett område kallat Oscar på 600 m-nivån. Det här försöket kräver bergmekaniska bedömningar och uppföljningar som till stor del görs inom G 2000-programmet och med insatser främst från Högskolan i Luleå. Ett annat projekt gäller bergförstärkning, i första hand bultning, där vi har bildat en projektgrupp som specialstuderar förhållandena i tre gruvor, där vi ser på brottmekanismer och hur bultningen har fungerat eller i andra fall varit till synes utan verkan.

Även om vi nu tror på en levande svensk gruvindustri i framtiden så är det helt klart att det inte är någon boom vi har att vänta. Och även om den nya tekniken innebär att det kommer att krävas ny kvalificerad arbetskraft av olika slag så måste vi vara klara över att behovet av bergsingenjörer till gruvindustrin kommer att vara tämligen måttligt framöver. Sak samma gäller i våra grannländer och det kan vara värt att nämna att alla de tre utbildningsanstalterna

Bergmekanik i Oscar

- Strukturkartering –
prognos över bergmassans sprickstruktur
- Parameterbestämning –
bergarter och sprickor
- Modellanalyser –
JOBFEM och "distinct element analysis"
- Mätssystem –
produktionsstyrning och stabilitetsövervakning

GRUV
TEKNIK
2000

Bergbultning i gruvor

- Brottmekanismer
- Bultars verkan
- Dimensioneringsregler

Laisvall Kristineberg Zinkgruvan

GRUV
TEKNIK
2000

Exempel på bergmekanikprojekt inom Gruvteknik 2000.

i Norden, som traditionellt examinerar gruvinriktade bergsingenjörer, markerar att de måste hålla en bredare profil som skall täcka såväl gruv- som anläggningsområdet. Som professor Kai Nilsen i Trondheim uttryckte det, det handlar om att "lage solide berg-folk" med god bredd, snarare än specialister. I Helsingfors kommer Raimo Matikainens institution att heta "Rock Engineering" i stället för "Mining" - vad det nu blir på finska... Alltså på båda håll en viss förskjutning mot anläggningstekniken. Och det är kanske förståeligt, i ett land som Norge kommer det alltid att behövas tunnlar, av "naturliga skäl". I Finland har man satsat på ett omfattande skyddsrumsprogram med goda möjligheter till dubbelanvändning och jag kan också nämna det stora reningsverk i berg, som man just påbörjat i Viksbacke, som skall ersätta sex-sju mindre verk i Helsingfors. Det är intressant att notera att, vid sidan av flera direkt tekniska och ekonomiska motiv för den här större och effektivare reningsanläggningen, fanns också ett annat tungt vägande argument. Man frigör nämligen mark där de gamla verken ligger och den marken är mycket attraktiv för annan bebyggelse och har alltså ett stort ekonomiskt värde. Ett allmänt gott skäl att "go underground" alltså för att frigöra mark för annan användning.

Som sammanfattning av den här lilla nordiska utblicken kan jag säga att det är viktigt att ta tillvara samverkansmöjligheter, resurserna är måttliga i alla tre länderna. Vi vill undvika dubbelarbete, gärna arbeta med delprojekt som passar ihop och kompletterar varandra. Förhållandet till våra grannländer är gott!

Jag har berört Sverige (där det finns mycket mer att säga, exempelvis om SKBs verksamhet i Stripa och det kommande berglaboratoriet i Oskarshamn, men det kan kanske ligga väl till för nästa års bergmekanikdag). Och jag har talat lite om Norden. Nu tar vi klivet över Atlanten.

Det hölls bergmekanisk årskongress i Montreal, den sjätte i ordningen och samtidigt 25-årsjubileum av den första kongressen i Lissabon 1962. Helt kort skall jag nämna att John Franklin, Canada, blev vald till ny president (efter Ted Brown). I knivskarp konkur-

rens blev han vald med en rösts övervikt före Kalman Kovari från Schweiz. Rösträkningen skedde under andlös spänning och med ett par extra kontrollräkningar innan man vågade sig på att tillkännage resultatet. Till ny vicepresident för Europa valdes dr Marc Panet, Frankrike, som alltså efterträder Sten Bjurström som avtackades med diplom och allt. Vad ISRM kan uträtta under Franklins presidentskap fram till nästa kongress i Aachen 1991 får vi kanske anledning att återkomma till. Svenska bidrag i Montreal var 7 st som vi traditionsenligt har givit ut som särtryck i BeFos rapportserie.

För er som är "bergmekaniker på riktigt", dvs intresserade av den vetenskapliga och teoretiska utvecklingen, skall jag nämna att det hölls ett särskilt seminarium om brottmekanismer som var välbesökt och kändes mycket stimulerande. Där fanns personer som Maury, Frankrike, Cording, USA, Stacey, Sydafrika, Barton och Bandis i Norge, Santarelli vid Imperial College i London för att nämna några namn. Flertalet av dem har en mycket god förankring i "verkligheten" också, men även om många av oss känner det som viktigast att arbeta med den praktiska problemlösningen så är det naturligtvis nödvändigt att några får tillfälle att arbeta i den vetenskapliga fronten också och att de ges tid och rimliga arbetsförhållanden för sådana uppgifter. ISRM har en kommission på detta ämne där vi skall försöka hålla kontakt från svensk sida också.

Det finns f ö också en del här i landet om vilka man kan säga att de, egentligen trots brist på tid och rimliga förutsättningar, ändå förmår fundera över bergmekanikens nyckelfrågor och jag tänker då exempelvis på Norbert Krauland. Det finns direkta anknytningar till ISRMs "brottsliga verksamhet" i det seminarium som Norbert arrangerade i Näsliden i höstas. Det är värt att nämna det här seminariet eftersom det inte hålls så många sådana här i landet. Det var föranlett av att Näslidengruvan då stod inför nedläggning vid årsskiftet och som många av er känner till så drevs för bortåt tio år sedan ett stort bergmekaniskt projekt vid den gruvan. Ett par föredrag senare i dag har direkt anknytning till detta.

Forskning och vetenskap i all ära. Men till sist är det svårt att få stöd för den verksamheten om det inte byggs någonting i berg. Vi har talat om gruvorna, hur är det då på anläggarsidan här hemma? 1987: Kanske en miljon m³ berg, kanske 10 km tunnlar drivna ... Det kunde gärna vara mer! Bland BeFos intressenter - särskilt på anläggarsidan då - finns ett starkt intresse för en fortsatt marknadsföring av undermarkstekniken och det sammanfaller med Bergsprängningskommitténs intressen. Vad kan vi då göra, ja, man kan arbeta på olika plan och efter en mer eller mindre fastlagd strategi.

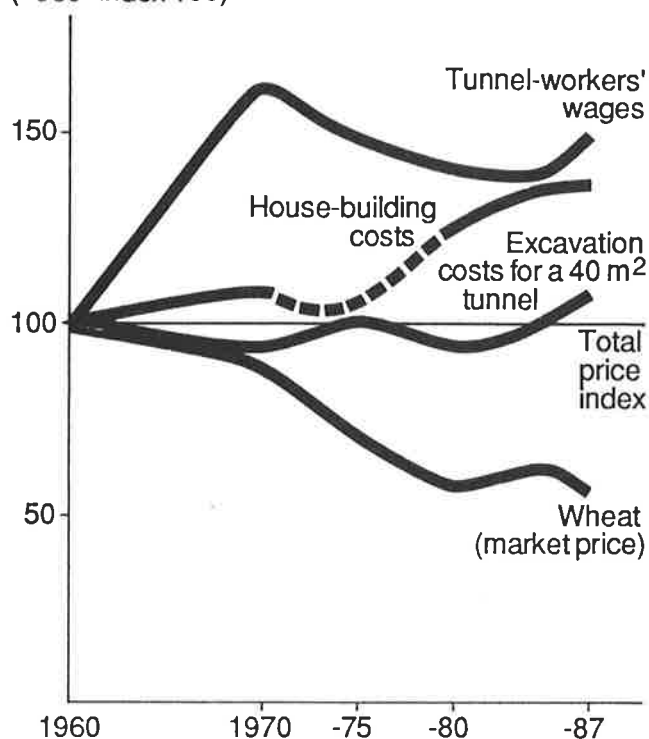
Ett sätt att bereda sig för framtiden kan vara någon form av scenarioövning - den behöver inte kallas "Undermarksteknik 2000", men det är kanske det det handlar om, eller kanske perspektivet skall sträcka sig ännu längre. Ett annat sätt att göra undermarksalternativet välkänt är att demonstrera vad som faktiskt har gjorts här hemma och i världen - och det gör vi i boken "Going underground".

IVAs undermarksgrupp (som i huvudsak arbetar via BeFo) står alltså inför fullbordandet av "Going underground" - och vi har också i det sammanhanget diskuterat hur vi bäst skall dra nytta av denna gedigna och smakfullt presenterade dokumentation, utöver att det blir en vacker presentbok...

IVA-gruppens mandat går ut i sommar i och med att boken har givits ut och gruppen har ju haft till uppgift att främja undermarksanvändningen - ett sunt utnyttjande av undermarken i samhällsbyggnad. När gruppen upphör (vilket är det naturliga för IVA-kommittéer av det här slaget, de skall inte permanentas), så betyder det naturligtvis inte att det har blivit mindre intressant att främja undermarksverksamheten. Alltså åter ett skäl att aktivera oss på det området. För närvarande har alltså BK och BeFo tagit ett gemensamt initiativ - låt se vad det kommer att leda till.

I det här sammanhanget tänkte jag passa på att se lite bakåt, det är alltid nyttigt när man har tankarna på framtiden! Här är några kurvor som ursprungligen togs fram för drygt tio år sedan men som vi har skrivit fram till nutid.

Price development 1960-1987
(1960=index 100)



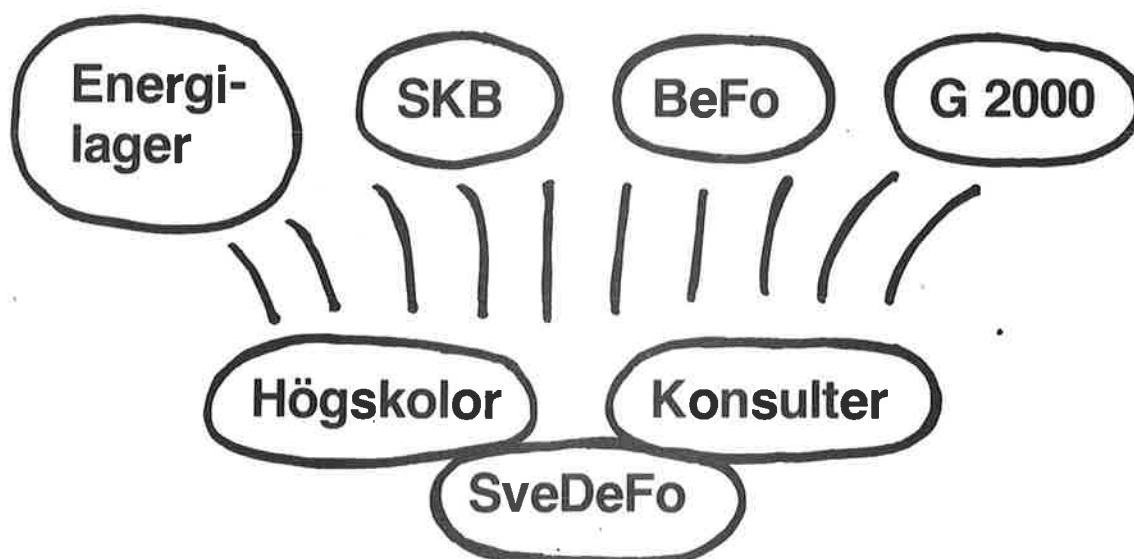
De här kurvorna är en god utgångspunkt i arbetet med att fortsätta övertyga om undermarkens möjligheter. En entreprenör må möjligen tycka att det är tämligen egalt om han får passera Öresund över eller under vattnet - han får ju under alla omständigheter bygga ... Må så vara, men i den här kretsen är det faktiskt viktigt att visa att undermarkslösningar kan vara fördelaktiga ur många synvinklar. I en bred ekonomisk värdering kan det visa sig att det är um-alternativet som gör att bygget överhuvud taget kan genomföras, ovan mark vore det så komplicerat eller dyrt att man inte hade råd.

Jag vill slutligen återvända till bergmekaniken och en översiktlig bild över bergmekanisk FoU-verksamhet i Sverige i dag. Flera av de här "fälten" skulle kunna ritas mer eller mindre överlappande, vi har ett på det hela taget mycket gott samarbete och en god samordning, vill jag påstå, och här finns också en rad personunioner på olika sätt. Vad som ändå inte är helt givet är hur vi skall klara den här verksamheten resursmässigt! Och här måste jag göra ett komplement till mitt tidigare budskap om högskoleutbildningen, om det ganska måttliga behovet av bergsingenjörer och om behovet av bredd hellre än specialisering.

Jag tycker det är på sin plats på bergmekanikdagen och kanske mest med tanke på den yngre delen av auditoriet: Utöver "solide berg-folk" med tyngd och bredd finns det faktiskt ett uppenbart behov av ett antal nya duktiga bergmekaniker för intressanta uppgifter inom flera områden!

Och det hoppas jag också kommer att avspegla sig i de föredrag som vi nu skall få höra i dagens olika sessioner.

Bergmekanisk FoU i Sverige 1987 →



INFORMATION

**"DEEP DRILLING IN CRYSTALLINE BEDROCK", SYMPOSIUM I MORA
1987**

Civ.ing Per-Olov Karlsson Vattenfall

Vattenfall, Chalmers och Sveriges Geologiska Undersökning, SGU arrangerade under tiden 7-10 september 1987 symposiet "Deep Drilling in Crystalline Bedrock". Under symposiet presenterades även preliminära resultat från djupgasborrningen i Siljansringen.



Två tidigare symposier med samma tema arrangerades 1984 i New York respektive 1985 i Seeheim utanför Frankfurt. Motivet för att välja Sverige denna gång var givetvis den ovan nämnda djupborrningen efter naturgas som väckt mycket stort intresse världen över.

Deltagarantalet uppgick till ca 250 delegater från ett 20-tal länder, vilket får betraktas som ett mycket bra utfall.

Symposierna återspeglar ett över stora delar av världen ökande intresse för djupundersökningar för olika ändamål. Exempel på intresseområden för sådana projekt är:

- o Jordskorpans uppbyggnad och utveckling
- o Jordbävningsprognoser
- o Prospektering efter mineraler och malmer
- o Prospektering efter olja och gas
- o Geotermiska förutsättningar
- o Avfallsförvar

Symposiet omfattade ca 70 presentationer, en postersession, utställning samt en exkursion i Siljansringen. Programmet framgår i sammanfattning av nedanstående figur:

International Review of Deep Drilling Projects	
Technical Session	Scientific Session
Deep Gas Drilling in the Siljan Impact Structure	
Prospects for the Future	
Excursion	

Dag 1 ägnades således i huvudsak åt en översikt av olika djupborrningsprojekt. Dag 2 omfattade två parallella sessioner, en mer tekniskt inriktad och en mer vetenskaplig. Den tredje dagen gavs en ingående presentation av Siljansprojektet och i tillägg till det gjordes utblickar mot framtiden i en särskild session. Den fjärde och sista dagen genomfördes en exkursion i Siljansringen.

Bland presenterade djupborrningsprojekt kan nämnas:

- o Kolahålet i Sovjetunionen. Med 12 km djup är detta det djupaste borrhålet i världen. Kolahålet ingår i ett ryskt program med ett stort antal djupa hål.
- o KTB-projektet (Kontinentales Tief Bohrung) i Västtyskland. Hålet kommer med ett planerat borrdjup på 12-14 km att överträffa det ryska rekordet. Borrstarten blir 1989-90 och för närvarande håller man på med ett pilothål till 3 km med kontinuerlig kärntagning.
- o Wienerbäckenet i Österrike. Gasprospektering till mer än 8 km djup.
- o Salton Sea Kalifornien och Los Alamos Hot-Dry-Rockprojekt i New Mexico, USA. Borrning till 3-4 km med extremt höga temperaturer (300-350°C).
- o Cahon Pass Kalifornien, USA. Borrning i anslutning till San Andreas-förkastningen för att öka förståelsen för jordbävningsproblem i Kalifornien.
- o Appalacherna, USA. Ett rent vetenskapligt projekt motsvarande det västtyska KTB-projektet och det ryska Kolahålet. Planerat borrdjup 10 km.
- o Ocean Drilling Program. I ett omfattande projekt genomborras jordskorpan, där den är som tunnast.

Under den tekniska sessionen redovisades state-of-the-art med avseende både på konventionell rotationsborrn timer och smalhålsborrn timer. Speciellt intresse väckte frågor kring kärntagning på stora djup som ofta visat sig innebära problem. I den tekniska sessionen ingick också redovisning av mätmetoder i djupa borrhål omfattande såväl olika former av geofysiska mätningar som kemiska analyser av borrhåtsvatten.

En fråga av speciellt svenskt intresse som belystes var tekniska problem relaterade till bergspänningar på stora djup. Oljeindustrin som har varit ledande i utveckling av djupborrn timersteknik har ju sin bakgrund i sedimentära berg med i huvudsak isotropa spänningsförhållanden. Höga bergspänningar orsakar då normalt mättn timerliga svårigheter i samband med borrhålsborrn timer. Den anisotropa spänningssituationen som däremot råder t ex i Siljanshålet har orsakat deformation av borrhålet med åtföljande borrhålsborrn timerproblem. Höga in-situspänningar i berget medför också att friborrade kärnor tenderar att spricka sönder.

Den vetenskapliga sessionen var uppdelad i underrubriker enligt följande:

- o Geology
- o Geophysics
- o Geochemistry and Crustal Fluids
- o New Concepts of Hydrocarbon Reserves
- o Geothermal Energy
- o Astroblemes

Inom geologi- och geofysikavsnitten lades vikt vid att belysa möjligheterna att genom djupa borrhål få korrelation mellan mätningarr och observationer från markytan och verkligheten, dvs att veta vad man egentligen mäter.

Avsnitten om geokemi och fluider i berggrunden var intressanta, bland annat genom att det från flera håll framkom resultat som bekräftar mätningarna i Kolahålet, dvs att det även på stora djup förekommer porösare lager i jordskorpan med fluider som har sitt ursprung i manteln. Detta gäller även kolväten, vilka är av speciellt intresse i samband med djupgasteorin.

Geotermiavsnittet hade en stor spännvidd ifrån det i sammanhanget "kalla" svenska berget upp till temperaturer på ca 350°C, medan avsnittet om astroblem eller meteoritimpakter gav intressanta jämförelser med Siljansringstrukturen.

Enligt överenskommelse omfattar denna presentation ej någon redovisning av Siljansprojektet, som ju upptog en stor del av symposiet. En allmän reflektion från symposiet är dock att detta projekt väcker mycket stort intresse och definitivt har placerat Sverige på världskartan i geovetenskapliga sammanhang. Ett kraftfullt stöd för att fullfölja borrhningen till måldjupet 7,5 km uttalades.

Dokumentationen från symposiet trycks av Springer Verlag i Västtyskland. Den kommer att omfatta två volymer om totalt ca 1000 sidor och beräknas föreligga från trycket under sommaren 1988.

SUMMARY

Vattenfall (The Swedish State Power Board), Chalmers University of Technology and Geological Survey of Sweden organized during September 7-10 1987 the symposium "Deep Drilling in Crystalline Bedrock" in Mora, Sweden. The symposium included a presentation of the deep gas drilling in the Siljan impact structure.

The symposium was organized as the third international symposium on observation of the continental crust through drilling, the two previous being held in New York 1984 and outside Frankfurt 1985.

250 delegates from 20 countries attended the symposium.

The programme was organized in 6 separate sessions:

International Review of Deep Drilling Projects	
Technical Session	Scientific Session
Deep Gas Drilling in the Siljan Impact Structure	
Prospects for the Future	
Excursion	

During the symposium 70 presentations on various subjects were given, all of which will be printed by Springer Verlag in FRG and published during the summer of 1988.

MODELLBERÄKNINGAR, PROGNOSE OCH VERKLIGHET

Model Calculations, Prognoses and Reality

Inledare:

Professor Gunnar Gustafson, CTH/VIK

MODELLBERÄKNINGAR, PROGNOSE OCH VERKLIGHET

Professor Gunnar Gustafson, CTH/VIAK

Mina damer och Herrar!

Jag heter Gunnar Gustafson och jag skall försöka leda nästa session om ett ämne som har intresserat mig mycket ända sedan jag med byggklossarna studerade stabiliteten hos höga och smala torn. Vi har emellertid trampat långt ur barnskorna och det vi skall prata om är modellberäkningar, prognoser och verklighet.

Om man gör en liten fundering om vad modeller är och vad vi har dem till så finner man att en modell kan vara mycket:

- * En modell kan vara en kvalitativ beskrivning av ett fenomen.
- * En fysisk modell, och det är väl kanske det ursprungliga gamla sättet att betrakta modeller, man gör någonting i en händigare skala där man testat de fenomen som vi skall se verkningarna av.
- * En analog i bergmekanik kanske inte fullt så enkelt, men för t ex grundvattenflöde i berg finns det system som fungerar analogt, t ex elektricitet och värme.

Matematiska modeller av olika typer, allt från en empirisk formel, över en analytisk modell av något fenomen till en numerisk modell av den typ som många av oss i dag ser som en modell.

Men det är bara en sorts modell. Vi kan också ha matematiska modeller där vi har en statistisk fördelning på egenskaperna, och när vi har det, finner vi ibland att vi möts av överraskningar. Vad som är viktigt emellertid för ingenjörsarbete är att det grundar sig på modeller. Utan modeller skulle vi inte klara någonting. Och den gode ingenjören vet och glömmer aldrig att en modell inte är verklighet. Det är det här klassiska med kartan och terrängen. Vi får aldrig glömma det.

Sedan kan vi fråga oss varför vi använder modeller. Jag har funnit tre orsaker som jag skall redovisa:

För det första för att förstå någonting som en del i den vetenskapliga processen, att begripa vad det är som händer. Vi har ett antal observationer av ett händelseförlopp. Och den svarta lådan där det händer den vill vi göra lite mindre svart, åtminstone grå eller helst vit. Då tillgriper vi modell för att studera fenomenet, kvalitativt i ett första skede.

Det andra behovet av modeller är för att analysera systemet, för att bestämma relevanta parametrar. Även där använder vi modeller. Om vi gör ett labtest, så använder vi en modell för att bestämma t ex elasticitetsmodulen. Det intressanta är då att, är vår modell fel, så blir också vår parameter fel, något vi inte får glömma.

Det tredje sättet, eller ett tredje användningsområde för modeller, är för att förutsäga vad som kommer att hända. Prognoser och prediktioner. Det är naturligtvis det vi ytterst hoppas på att vi skall kunna åstadkomma. Att förutsäga vad som kommer att hända och med vilken noggrannhet. Tyvärr glömmar vi ofta det sista och det har ställt till bekymmer. Men de allra största bekymren jag har upplevt med modellering är när man har blandat ihop de här tre nivåerna. När man har arbetat länge för att förstå ett problem och säger: Nu begriper vi det här, och så använder man samma modell för att göra en förutsägelse, och det går käpprätt åt skogen. Sedan säger alla för tre, fyra år framåt att det här med modeller på det här området det kan vi glömma. Mitt varningsord är därför att vi hela tiden måste veta var någonstans i de här kategorierna vi befinner oss, och att vi inte låter munnen glappa, för då hamnar vi lätt i bekymmer.

Den förste föredragshållaren här är Göran Rehbinder från Vattenfall. Han kommer vad jag förstår att fortsätta en bit på den linje jag här har slagit in på. Tack för mig!

MODELLER SOM BERGMEKANISKT VERKTYG

PROBLEM OCH MÖJLIGHETER

Theoretical models. Problems and possibilities

Professor Göran Rehbinder
Tekniska Högskolan i Luleå

VAD ÄR EN MODELL?

Med modeller menar man numera oftast en teoretisk beskrivning av ett fysikaliskt förlopp. Av hävd har nog modell uppfattats i sin ursprungliga bemärkelse dvs som en fysisk tingest i betydligt mindre skala än det verkliga fenomen man vill studera. Denna typ av modellstudier är ju välbekant (vindtunnlar, skeppsrännor, fallapparater m.m.). Gemensamt för fysiska modeller är att de provparametrar som skall ligga till grund för modellförsöket inte kan väljas hur som helst, allra minst "verklighetsnära", "realistiskt" eller "rent praktiskt". Det är i stället så att provparametrarna måste väljas så att vissa likformighetstal för det studerade förloppet skall vara identiska med dem som gäller för det verkliga förloppet. Valet av likformighetstal måste då grundas på en teoretisk beskrivning av det verkliga förloppet.

Tillkomsten av effektiva räknehjälpmedel gör det numera inte bara möjligt utan även stundom lätt att angripa problem som tidigare var helt omöjliga. Därav det stora intresse som modellstudier rönt förr samt måhända en förklaring till ordets betydelseförskjutning.

Vad är då en teoretisk beskrivning, eller om man så vill, en teoretisk modell, av ett fysikaliskt förlopp? Svaret på denna fråga beror på vad vi föresatt oss att studera. Om vi för enkelhetens skull begränsar oss till den vanliga mekaniken dvs till krafter, spänningar, deformationer, strömningshastigheter, temperaturer osv kan frågan någorlunda enkelt besvaras. I denna mening utgörs en teoretisk modell av ett antal grundläggande lagar varav de viktigaste vi är tvungna att godta och som vi således inte har någon möjlighet att välja med hänsyn till den aktuella situationen. Innan de grundläggande lagarna kan formuleras måste vi veta dels vad vi önskar att modellen skall kunna ge oss för upplysningar samt dels vad vi måste veta för att modellen skall ge oss de önskade svaren.

I botten på alla teoretiska modeller inom mekaniken ligger

1. Massa kan inte förstöras
2. Energi (värme) kan inte förstöras
3. Kraften = accelerationen x massan

Utöver dessa för alla välbekanta lagar erbjuder mekaniken en tredje lag som är utomordentligt viktig och utgör grunden för det mesta av beräkningar, nämligen

4. Lagarna 1,2 och 3 gäller i varje punkt av en betraktad kropp.

Lagen 4 kallas kontinuumhypotesen. De beräkningsmässiga fördelar som lag 4 erbjuder har dessvärre ett pris. I bergmekaniska sammanhang innebär priset att storleken på våra bergrum, tunnlar mm betydligt måste överskrida bergets sprickstorlekar och sprickavstånd.

I de allra flesta fall hör de fyra lagarna ovan till dem som vi är tvungna att godta. De möjligheter som återstår oss att själva påverka modellen utgörs av den femte kategorin av lagar, nämligen

5. Konstitutiva samband.

Exempel på konstitutiva samband är Hooke's lag som säger att spänningar antas variera linjärt med töjningar.

Några ytterligare ekvationer utöver de fem ovannämnda, varav endast den femte står till vår fria disposition, har vi inte. Problemformuleringen är som vi vet inte komplett med mindre än att vi har randvillkor. Randvillkoren innebär att lösningarna till vårt problem är eller betraktas som kända på vårt områdes begränsningar. Som exempel på randvillkor kan nämnas: normalspänningarna är lika med noll på fria ränder; spänningar eller deformationer är kända långt borta i oändligheten. Randvillkoren kan vi inte välja helt fritt men något rörelseutrymme kan de erbjuda. Ett exempel på randvillkor vilka kan introduceras är sprickplan. En sådan åtgärd är emellertid inte helt godtycklig; det införda sprickplanets läge, och vad värre är, vissa av dess mekaniska egenskaper måste vara kända.

Vi kan sammanfattningsvis konstatera att teoretiska modeller till sin huvudsakliga del är givna och till mindre del är möjliga att anpassa till en aktuell situation.

HUR HANTERAR MAN EN MODELL?

Hur ser verkligheten ut för den som skall använda teoretiska beräkningsmodeller i sitt arbete? Normalt föreligger följande situation: Kommer vi att få farliga spänningar eller deformationer vid utformningen av ett byggprojekt? Kan jag använda mig av ett kommersiellt tillgängligt datorprogram för att undersöka detta? Låt oss anta att ett tillförlitligt datorprogram finns tillgängligt. Ett sådant bygger på att de fyra grundläggande lagarna 1, 2, 3 och 4 ovan gäller.

Ett bra program medger att vi väljer lagarna 5:

I. Mekaniska parametrar

$$\sigma_{ij} = f_1(\epsilon_{ij}, p, t, T, r)$$

$$v = f_2(T, r)$$

dvs ett godtyckligt samband mellan spänningarna (σ_{ij}), töjningarna (ϵ_{ij}), porvattentrycket (p), tiden (t), temperaturer (T) samt läget (r) i kroppen. I tidsberoendet inneslutar vi även hysteresiseffekter. Vidare ett godtyckligt samband mellan tvärkontraktionstalet (v), temperaturen samt läget.

II. Strömningsparametrar

$$\mu = f_3(T)$$

$$k = f_4(T, p, r, \sigma_{ij})$$

$$n = f_5(T, p, r, \sigma_{ij})$$

dvs godtyckligt samband mellan viskositeten (μ) och temperaturen. Vidare godtyckliga samband mellan såväl permeabiliteten (k) som porositeten (n), temperaturen, portrycket, läget samt spänningarna.

III. Värmeledningsparametrar

$$\lambda = f_6(r)$$

$$c = f_7(r)$$

$$\alpha = f_8(r)$$

dvs godtyckliga samband mellan var och en av de tre parametrarna värmeledningstal (λ), värmekapacitet (c) samt värmeutvidgningskoefficient (α) och läget.

Frågan är nu: Är de fria valen i I - III en möjlighet eller en belastning? Svaret är inte enkelt. Om Vår Herre snabbt och kostnadsfritt skänker oss alla funktionerna $f_1 - f_8$ är valmöjligheten en ypperlig tillgång. Tyvärr står oss inte denna möjlighet till buds. Vi måste med andra ord välja ut de samband bland $f_1 - f_8$ som vi bedömer

- A har betydelse för den aktuella situationen
- B kan fastställas med rimlig ansträngning.

Valet är oftast svårt; dels kan det vara svårt att på förhand bedöma vilka effekter som är viktiga dels är det nästan alltid så att bestämningen av egenskaper är svår att genomföra. Följden blir att enkla antagna samband vilka ger kvalitativt viktiga men kvantitativt felaktiga resultat är att föredra framför komplicerade samband vars verklighetsförankring är svår att fastställa.

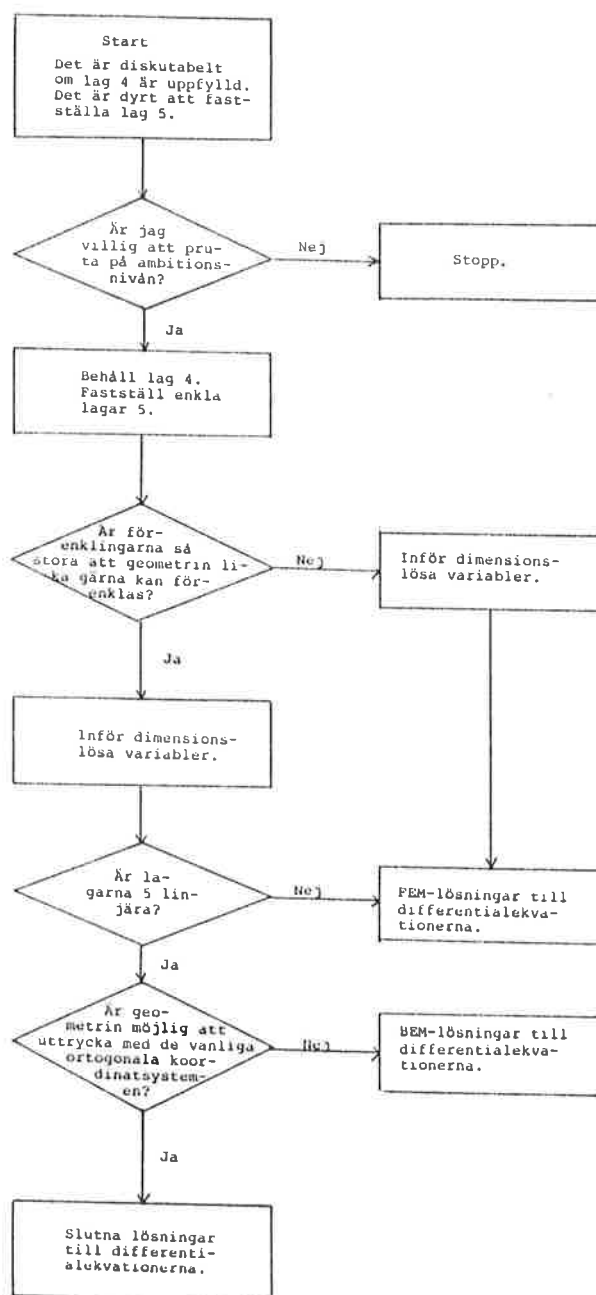
HUR KAN ETT VERKLIGT MODELLERINGSFALL SE UT?

Hur skall man kunna bedöma om valet av konstitutiva samband ger en rättvisande bild av verkligheten? Vi vet mycket väl att i alla praktiska byggfall har man varken tid eller pengar att installera mängder av mätdon som mäter deformationer, spänningar, portryck, temperaturer mm. En anläggning som erbjuder tillfälle till jämförelser mellan beräknade och många uppmätta storheter är Avestalagret för hetvatten. Avestalagret är som bekant en forskningsanläggning och berget runt lagret är mycket rikt försett med mätdon. De storheter som mäts är bergtemperaturer, deformationer, töjningar, spänningar, grundvattenrörelser samt grundvattentemperaturer. En icke stationär JOBFEM-beräkning har utförts vilken bygger på enkla antaganden; sålunda har berget antagits vara i stort sett elastiskt, temperaturkonvektionen med grundvattnet har försummats och värmeparametrarna har antagits vara konstanta. Samtliga parametrar har bestämts genom tester på provsampels samt genom erfarenhetsmässig uppskalning till full storlek.

Jämförelsen mellan beräknade och mätta värden visar att de beräknade värdenas utveckling med tiden är kvalitativt riktig under det att deformationers, töjningars och spänningars värden avviker från de mätta. I ett sådant fall är det frestande att ändra ingångsparametrarna, dvs elasticitetsmodul, tvärkontraktionstal samt värmeutvidgningskoefficient, så att beräknade och mätta värden stämmer överens. En dylik anpassning, vilken kallas ad hoc-anpassning, bör undvikas därför att den inte kan motsägas och följaktligen inte tillför någon information. I det aktuella fallet visar det sig emellertid att en sådan anpassning inte låter sig göras. Om spänningar och töjningar bringas till överensstämmelse kommer deformationernas avvikelse att bli ännu större än de ursprungliga och vice versa. Denna svårighet kan man förmodligen inte komma runt. Ett försök skulle vara att utgå från mer komplicerade spänning-töjning-temperaturberoende. Därmed ökar kravet på ingångsdata drastiskt utan att någon säker garanti kan vinnas att överensstämmelsen blir bättre. Förklaringen till bristen på överensstämmelse ligger i att grundantagandet 4 dvs att kontinuumhypotesen inte är uppfylld. En grundligare diskussion om dessa ting redovisas i ref/1/.

SKALL VI LÄMPA MODELLBERÄKNINGAR ÖVERBORD?

Nej. Däremot kan vi överväga möjligheten att lämpa en hög ambitionsnivå överbord. All erfarenhet visar att det kan vara mycket svårt eller rentav omöjligt att uppfylla lagen 4 samt alltför svårt att fastställa de passande lagarna 5. Vi kan sammanfatta detta schemat nedan.



REFERENS

- /1/ G. Rehbinder (ed): Hot water storage in rock caverns. Chap. 4. Södertälje 1988.

VALIDATION OF THE COMPUTER CODE MUDEC AGAINST THE COLORADO SCHOOL OF MINES BLOCK TEST DATA

Dr. Nick Barton, Dam, Rock and Avalanche Division, Norwegian Geotechnical Institute

Civil eng. Panayiotis Chryssanthakis, Norwegian Geotechnical Institute

Civil eng. Karstein Monsen, Norwegian Geotechnical Institute

INTRODUCTION

The validation of a discontinuum code is not a trivial task, due to the difficulty of carrying out and interpreting large scale tests on discontinuous bodies of rock. In this study we have utilized one of the best documented in situ tests, performed on 8 m³ of jointed gneiss.

The block test used in this code validation is located at Idaho Springs, Colorado, in an experimental mine operated by the Colorado School of Mines. The block test facility was initially established by Terra Tek Inc, (Hardin, Barton, Lingle, Board and Voegelé, 1982) and has since been utilized by a number of research scientists from CSM and also from LuT (Luleå University of Technology B.Leijon, 1985).

This block test was designed to produce coupled stress-temperature-conductivity data for a selected joint crossing the loaded block. It was also designed to produce rock mass deformation data for a variety of loading scenarios (uniaxial, biaxial, ambient and elevated temperatures). The deformation characteristics of individual joints and of the block as a whole were measured.

The 8 m³ block incorporated at least thirty discrete blocks. It is the interaction of rock blocks which largely determines the degree of non-linear, size dependent behaviour typical of rock masses. For simplicity the block has been modelled with the four principal blocks identified by a key block analysis.

The joint modelling is also designed to include different degrees of joint roughness, dilation and joint aperture. It is clear that a realistic predicted response will be dependent on correct constitutive models, which describe the way that these parameters interact with changes of stress. Numerical instability may be experienced if input parameters are not mutually compatible.

In this paper we indicate how the input data is utilized in the performance assessment of the discontinuum code MUDEC (Micro Distinct Element Code for Personal Computer use only) which is

a version of UDEC (Cundall, 1980). A series of MUDEC runs are reported in this paper.

1. DERIVATION OF JOINT PARAMETERS FOR NUMERICAL MODELLING

The method we have developed for obtaining realistic joint behaviour for input into discontinuum codes is based on the following parameters:

JCS	= lab.scale joint wall compression strength (MPa)
JRC ₀	= lab.scale joint roughness coefficient (-)
ϕ_r	= residual friction angle (degrees)
E _r	= physical joint aperture (μm)
e	= conducting aperture (μm)

Details for the derivation of these parameters can be found in Barton et al. (1984).

Two joint codes were used in the validation phase of this study. A useful starting point is the use of initial linear joint model utilizing single values of cohesion (c), friction angle (ϕ), normal stiffness (K_n), shear stiffness (K_s) for the validation of MUDEC code. A simplified block geometry based on the key block interpretation of the absolute deformation magnitudes, was used initially with the above linear joint data. This simplified geometry is shown in Figure 1.

SIMPLIFIED CSM BLOCK GEOMETRY (coordinates in meters)

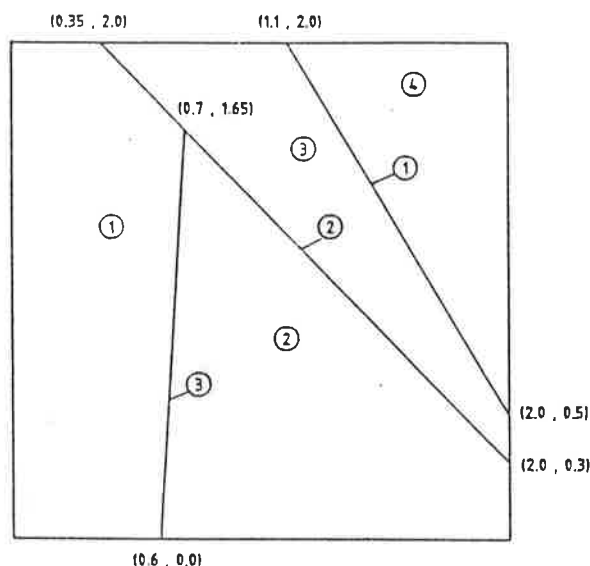


Fig. 1 The block structure model is very simple, only the principal fractures are included.

For the validation of MUDEC with the Barton-Bandis joint model, a FORTRAN version of the hydro-mechanical joint behaviour developed by Christianson, Bandis et al. (1985) for use as a sub-

routine in MUDEC, assists in selecting the most realistic input parameters for MUDEC-BB modelling. From the LOTUS spreadsheet, sets of stress-deformation-conductivity diagrams were produced for the visualisation of the non-linear joint behaviour (see Barton, Morsen, Chrysanthakis, 1988, for more details).

The approach adopted for developing representative linear input data, was to take average values of the input data produced by LOTUS.

Normal and shear stiffness values were derived from tangent gradients drawn at representative normal stress levels. Figure 2 summarizes input data for the linear joint sub-routine in MUDEC. Figure 3 gives the assumed intact rock data for the linear MUDEC modelling.

Input data for the Barton-Bandis joint model is summarized in Figure 4. MUDEC uses laboratory scale input parameters. On the basis of joint lengths, MUDEC computes the full scale joint parameters using methods described in the derivation of Barton-Bandis joint model (Bandis et al. 1983), Barton, Choubey (1977).

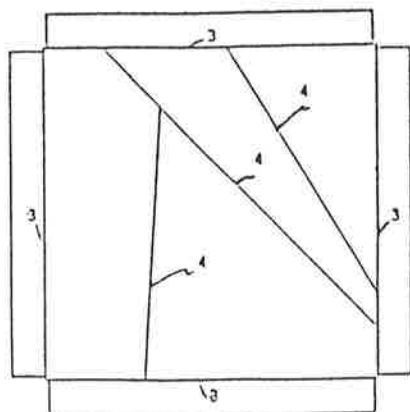
2. DESCRIPTION OF NUMERICAL MODELS AND BOUNDARY CONDITIONS

The simplified geometry shown in Figure 1 was used for the numerical simulation. In all models the flatjacks are represented as blocks parallel to each CSM-block boundary. Both the CSM-block and the flat-jacks are modelled as fully-deformable blocks. This means that each block is discretized into constant strain finite difference triangles, and arbitrary deformation of the blocks is permitted. The CSM-block is divided into 161 zones for the linear joint model and 652 zones for the non-linear joint model.

Several displacement history points are defined inside the CSM-block. N-S and E-W displacement histories (y- and x-directions) are computed for 9 and 10 points in the CSM-block. The CSM-block displacement instrumentation stations, and nearest nodal points are shown in Figure 5. The points have not exactly the same coordinates as the displacement instrumentation stations used in the physical test reported by A. Richardson. This is due to the fact that displacements are only computed in nodal points, and in MUDEC, generation of triangular zones and nodal points are done automatically.

2.1 Uniform stress boundary model

The load configurations are shown in Figure 6. Two different boundary conditions were used during this simulation. The applied loads are represented as boundary stresses at the flatjacks. The "flatjack" blocks are made to behave softer than the intact rock. Flatjacks with boundary stress are called active flatjacks, in which the bulk and shear moduli are 1/10 the



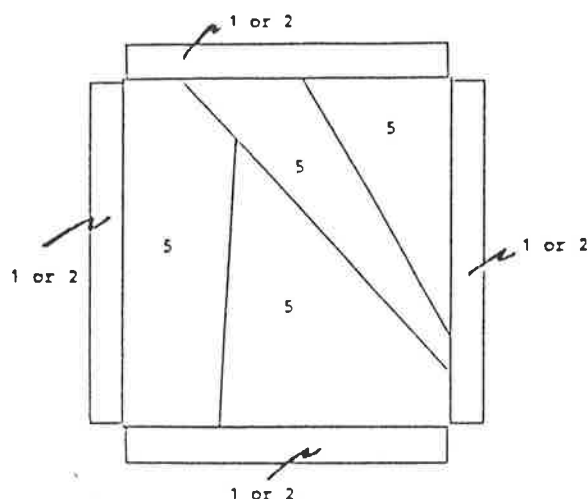
Main joints from CSM-block is called "real joints". Joints between flat-jacks and CSM-block is called "boundary joints".

		MAT = 3	MAT = 4
		Boundary joints	Real joints
Normal stiffness	MPa/m	67.18E2	67.18E3
Shear stiffness	MPa/m	2.72E2	2.72E3
Cohesion	MPa/m	0	0.4
Dilation coefficient	Tangent	0	0.118
Tensile strength	MPa	0	0
Friction coefficient	Tangent	0.176	0.645

Derivation from: $JRC_n = 8.16$
 $JCS_n = 62.23 \text{ MPa}$, $dn = 6.70$
 $\phi_r = 26.56^\circ$

where JRC_n = Joint roughness coefficient (full scale)
 JCS_n = Joint wall compressive strength (full scale)
 ϕ_r = residual friction angle

Fig. 2 Joint material properties for linear joint model.



Flat-jacks are modelled as boundary blocks. Their material properties depends on whether they act as active or passive jacks.

		MAT = 1	MAT = 2	MAT = 5
		Active flat-jacks	Passive flat-jacks	CSM-block
Bulk modulus	MPa	4.0E3	4.0E4*	4.0E4
Shear modulus	MPa	2.4E3	2.4E5 and 2.4E7**	2.4E4
Density	10 ³ kg/m ³	2.5E3	2.5E3	2.5E3

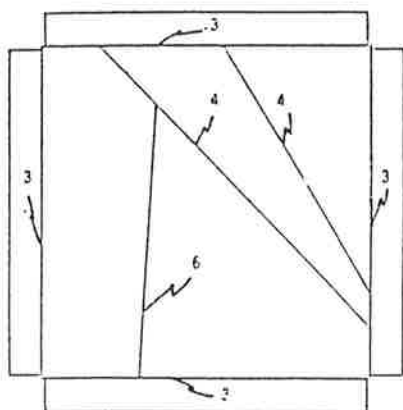
* For Barton-Bandis joint model (Run 4-6) the bulk moduli were different: E-W: 4.0E5
 N-S: 4.0E4

** Barton-Bandis joint model: Bulk modulus = 4.0E4
 Shear modulus = 2.4E7

$G = E/2(1+\nu)$ where $\nu = 0.25$

$B = E/3(1-\nu)$ where $E = 60 \text{ GPa}$

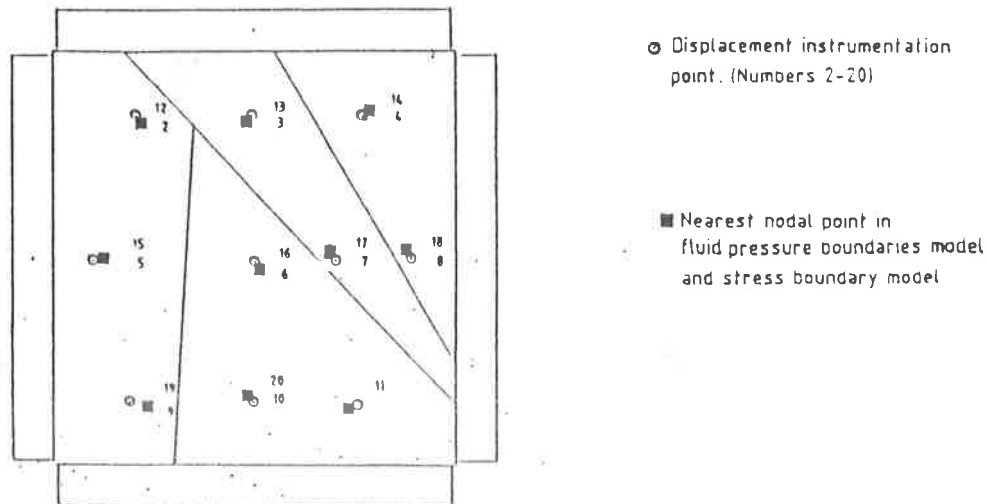
Fig. 3. Intact rock material properties.



For B/B joint model, the input data are different for the diagonal and the foliation joint sets. Laboratory scale input parameters are used. Data for the boundary joints (3) are given in Figure 2.

		MAT = 4	MAT = 6
		Diagonal joints	Foliation joints
Joint Roughness Coefficient	MPa	13.0	10.0
Joint Compressive Strength	MPa	90.0	120.0
L_0	m	0.1	0.1
Sigma c	MPa	220.0	220.0
Aperture initial	mm	0.340	0.250
Φ_{irr}	degrees	25.0	28.0
Normal stiffness limit	MPa/m	9.1E7	2.5E8
Shear stiffness limit	MPa/m	11.2E5	15.9E5

Fig. 4 Joint material properties for Barton-Bandis joint model.



Point History number	History type	Location		Nearest nodal point for computing	
		Xccoord (m)	Yccoord (m)	Xcoord (m)	Ycoord (m)
1	Damping	factor			
2	XDIS	0.39	1.71	0.44	1.70
3	XDIS	1.00	1.71	0.98	1.70
4	XDIS	1.54	1.71	1.50	1.72
5	XDIS	0.21	1.01	0.25	1.00
6	XDIS	1.00	1.01	1.00	0.99
7	XDIS	1.40	1.01	1.37	1.06
8	DXIS	1.79	1.01	1.78	1.06
9	XDIS	0.39	0.31	0.46	0.33
10	XDIS	1.00	0.31	0.97	0.32
11	XDIS	1.54	0.31	1.50	0.31
12	YDIS	0.39	1.71	0.44	1.70
13	YDIS	1.00	1.71	0.98	1.70
14	YDIS	1.54	1.71	1.50	1.72
15	YDIS	0.21	1.01	0.25	1.00
16	YDIS	1.00	1.01	1.00	0.99
17	YDIS	1.40	1.01	1.37	1.06
18	YDIS	1.79	1.01	1.78	1.06
19	YDIS	0.39	0.31	0.46	0.33
20	YDIS	1.00	0.31	0.97	0.32

Fig. 5 Coordinates for displacements points. Instrumentation stations for measuring and nodal points for computing.

values for the CSM-block intact rock. Flatjacks with fixed outer boundaries are called passive flatjacks, the bulk and shear moduli being different from the values of the CSM-block intact rock. For equal biaxial loading the unloaded edges of the flatjacks are fixed in the lateral direction. This is done to achieve a stable numerical model.

2.2 Fluid pressure boundaries model

Fixed boundaries are introduced as the outer edges of the flat-jack blocks and oil pressure is represented as an internal pressure in slots of the flatjacks. In this case both boundary and load conditions are very similar to those of the real block test.

The fixed boundaries prevent large displacement of the model, which increases the numerical stability. Major rotations of the flatjack blocks are also prevented. The 4 outer corners of

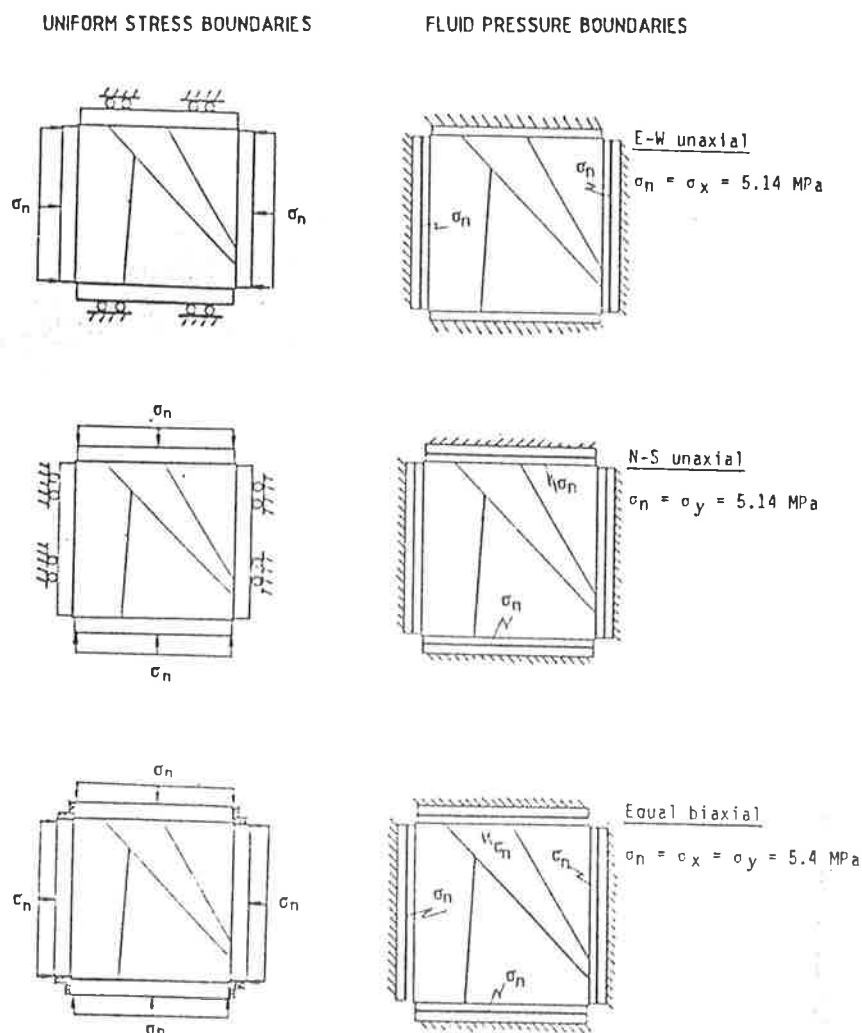


Fig. 6 Load and boundary conditions for the MUDEC runs.

the CSM-block are not allowed to suffer large displacements, which is realistic.

The application of oil pressure as a pore pressure into the slots permits local bending and rotations of the flatjack blocks; this is also true for a real flatjack. Another important, realistic condition is that the model provides a decreasing, active normal stress from the flatjacks as the ends are approached.

The various load configurations are also shown in Figure 6. Flatjacks which have a slot with fluid pressure are called active, the other ones are called passive. The properties of the active "flatjack" blocks are the same as described for the stress boundary model. This was done due to numerical problems. The passive flatjack properties are also different during this loading.

3. RESULTS FROM NUMERICAL MODELS

The numerical models have peak stress levels of 5.4 MPa for the biaxial runs and 5.14 MPa for the uniaxial runs. These values are chosen because they can be considered to be directly comparable with the tests reported by A. Richardson.

Simulation was performed for the three load configurations (Figure 6) both for the linear joint model and the Barton-Bandis joint model. Results from the MUDEC runs are presented in Table 1.

4. COMPARISON OF NUMERICAL RESULTS WITH EXPERIMENTAL TEST DATA FROM TERRA TEK 1982, RICHARDSON 1986, LEIJON et al. (1986)

4.1 Shear displacements of joint

The shear displacement values reported by Richardson, are in very good agreement with the Terra Tek's measurements. Both researchers report shear displacement values not exceeding 0.25 mm. Figures 7 and 8 show a comparison of the numerical and experimental result for the different stress levels.

It is important to comment on the first set of figures concerning the biaxial loading (Figure 8). The numerical normal displacement vs normal stress values are derived from the LOTUS run for the diagonal joint set after 3 consolidation cycles reaching a maximum value of 54 MPa. The Richardson's measurements include the relaxation of the rock mass after the creation of the access tunnel and the digging of the flatjack slots around the rock block. Therefore the higher values reported by Richardson for normal displacement vs normal stress are to be expected. Table 2 summarises the experimental and numerical results.

4.2 Displacement vectors

A good agreement between the displacement vectors measured by Richardson and the numerical results was achieved for the biaxial loading state. Richardson reports maximum displacement vectors of about 0.5 mm for the upper horizon of the attached block (Figure 9). The numerical results for the unattached block are varying between 0.10 and 0.19 mm. This difference is acceptable. The corresponding values for the N-S uniaxial loading state are 0.6 mm for the test and between 0.28 and 0.53 mm for the numerical simulations. The same order of discrepancy is found between the in-situ and the numerical results in E-W loading.

The maximum displacement vectors measured by Terra Tek were obtained from Whittemore strain gauges on the block surface and a stress range between 0 and 6.9 MPa. They refer to average displacement values and therefore cannot be directly compared.

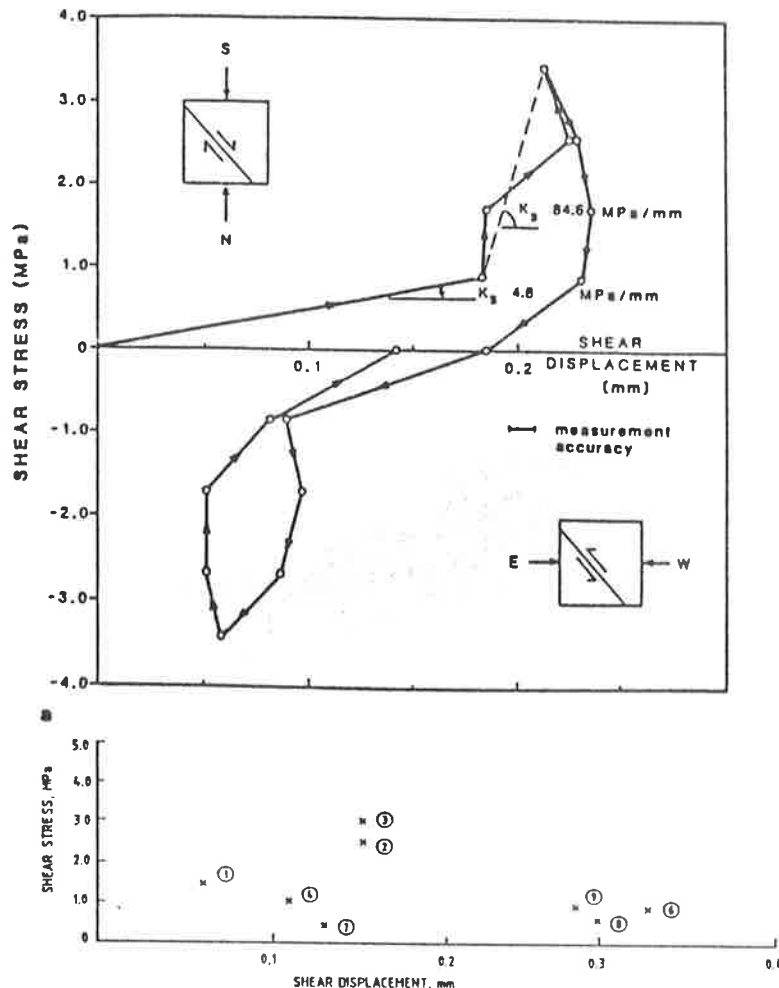


Fig. 7

- Terra Tek's measurements of shear displacement and shear stiffness along the diagonal joints and during the N-S and E-W uniaxial tests.
- Numerical results showing shear stress vs shear displacement calculations after equilibrium has been achieved (the numbers in circle represent Run Nos.)

b

4.3 Total block deformation

The Terra Tek researchers in an attempt to measure the deformation of the CSM block decided to monitor the boundary crack apertures when loading the block. The surrounding rock mass, which acts as a load plate, deforms under the flatjack pressure. As a result formation of boundary cracks in the grout above each flatjack occurred. Whittemore pins were used across the boundary cracks so that opening and closures of the cracks could be monitored (see Hardin, et al., 1982, p.117).

An attempt was made to compare the results obtained by Terra Tek's researchers concerning the total block displacement with the maximum displacement vectors measured by Richardson during a biaxial run.

The upper left drawing on Figure 9 (vectors lying nearly parallel to the dashed line) show a total block deformation of about 0.72 mm. This figure can be compared with the 0.2 mm deformation obtained by Terra Tek's researchers and 0.20 - 0.38 mm from the numerical results (Table 2).

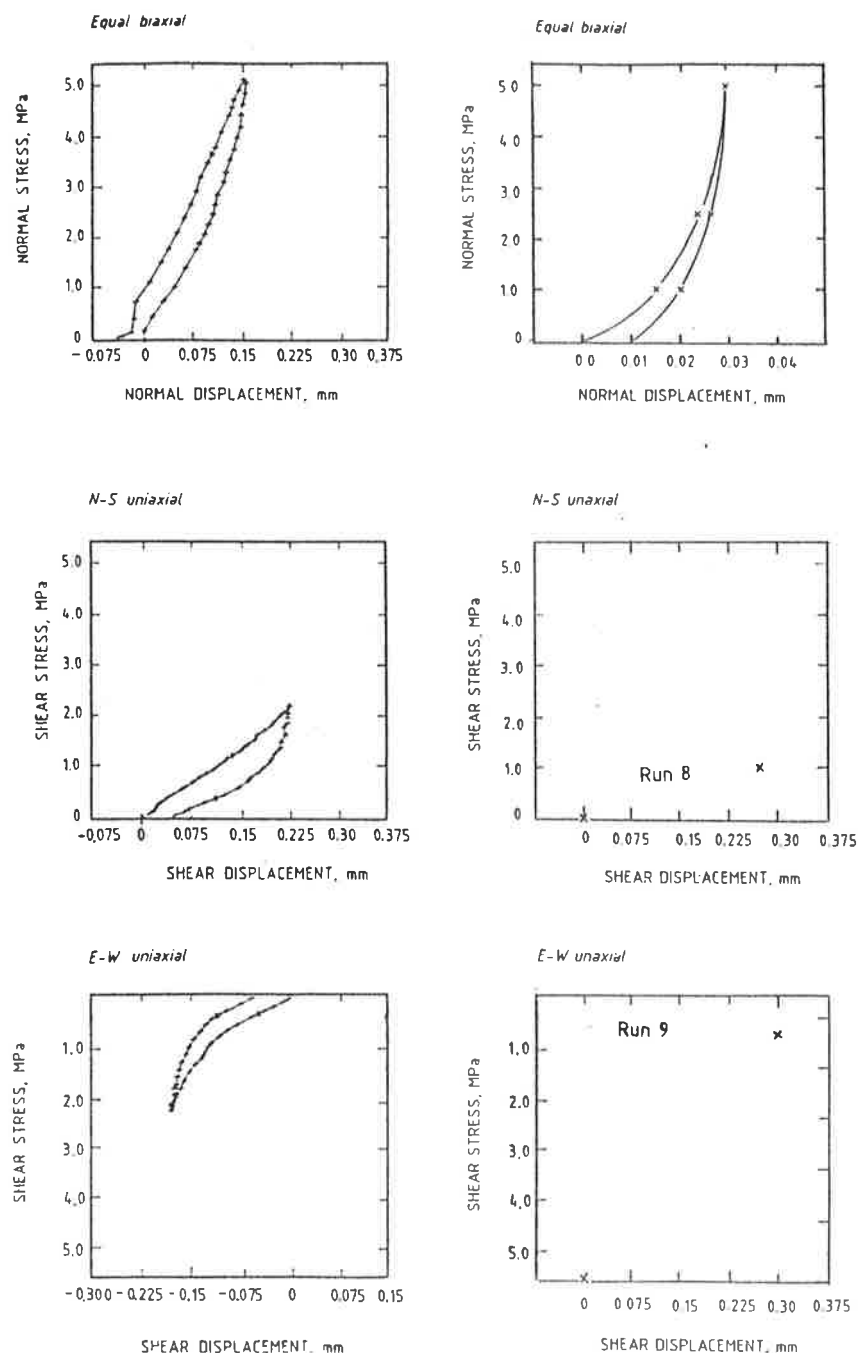


Fig. 8.

Comparison of Richardson's displacement curves for the upper diagonal joint with numerical results from the 4th cycle of Lotus run for the biaxial loading, Run 8 for N-S uniaxial loading and Run 9 for the E-W uniaxial loading.

4.4 Maximum principal stress

Brown et al. (1986) has monitored the developed stresses in the jointed block under biaxial and uniaxial boundary loading by using two types of borehole gauges. The USBM Borehole Deformation Gauge (BDG) and the LuT triaxial strain cell. From the displacements and strains measured during loading, point-wise stresses were calculated assuming both isotropic and anisotropic rock behaviour. The results are characterized by large variations between the stress magnitudes, for both types of borehole gauges. However, the measured stress directions are in close agreement with the directions of the applied boundary loads. From the results it can be seen that the stresses measured by BDG gauges are at least 20% higher than those obtained using the LuT-gauge, achieving a maximum value of about 20 MPa for the biaxial loading.

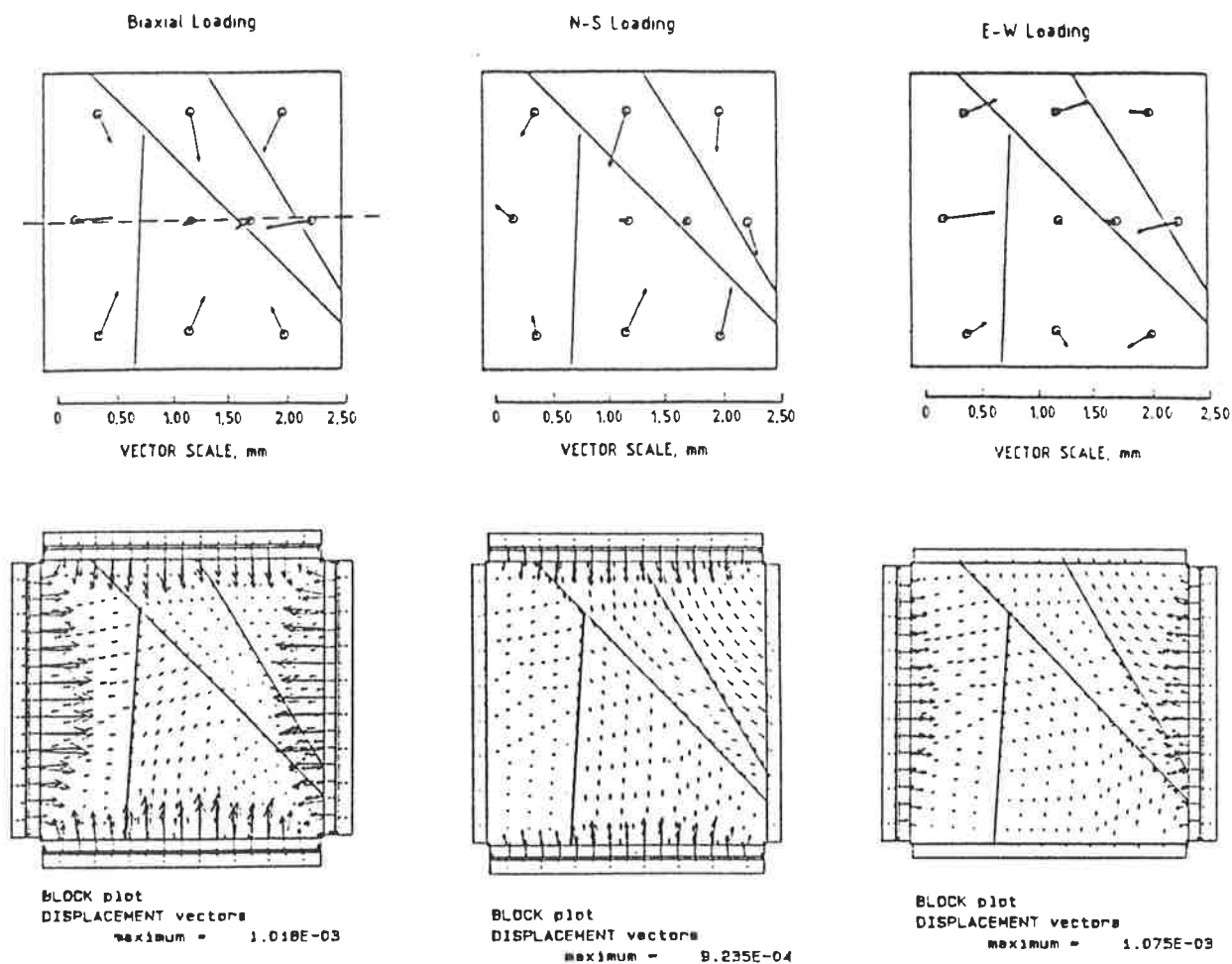


Fig. 9 Comparison of Richardson's graphs showing vector displacement for the upper - horizon tests, with numerical results from Run 7 Biaxial loading Run 8 N-S Uniaxial loading, Run 9 E-W Uniaxial loading.

For improved accuracy at each borehole a detailed estimation of the rock deformability proved to be necessary. The wide variation in the Young's modulus results indicates a high degree of heterogeneity. This is due to the pronounced foliation in the block, which is probably variation in the measured stresses.

The mean value of modulus E was estimated at 22.9 GPa. The Young's modulus parallel to the foliation plane varied between 9 and 80.3 GPa and perpendicular to the foliation between 6.2 and 54.9 GPa. For the numerical simulation the value of Young's modulus was assumed to be 60 GPa.

The peak load principal stresses obtained by the BDG and LuT gauges represent results obtained from the isotropic reduction procedure. (Merrill and Pettersen 1962). Figure 10 shows a comparison of experimental and numerical results obtained from MUDEC.

TABLE 1 Summary of the numerical results concerning the maximum displacement vectors, the maximum shear displacements on joints, maximum principal stresses and mechanical and conducting apertures inside the CSM block.

TYPE OF MODEL	Appendix No.	Direction of loading	Maximum displacement vectors (mm)	Maximum shear displacement (mm)	Maximum principal stresses (MPa)	Mechanical or real aperture (μm)	Conducting or theoretical aperture (μm)
Linear joint model	1	BIAX	0.10	0.06	11.3	-	-
	2	N-S	0.28	0.15	14.1	-	-
	3	E-W	0.29	0.15	9.1	-	-
Stress boundaries model with Barton-Bandis joint model	4	BIAX	0.12	0.11	8.6	137	36.9
	5	N-S	0.53	0.75	23.2	162	49.9
	6	E-W	0.40	0.33	8.5	160	49.2
Fluid pressure boundaries model with Barton - Bandis joint model	7	BIAX	0.19	0.13	15.9	136	34.7
	8	N-S	0.32	0.30	21.9	152	49.6
	9	E-W	0.37	0.29	7.9	158	48.6

4.5 Joint apertures changes, mechanical and conductive apertures

The summary of joint aperture changes at different stress levels can be seen in Table 3.

Joint apertures were back-calculated from flow tests by the Terra Tek researchers (injecting water along the major diagonal joint). Flow rates were measured in parallel observation holes drilled to each side of the injection hole and at distances of 18.5 cm and 24 cm. The injection pressures used for these tests was 0.14, 0.24 and 0.34 MPa.

For the experimental tests the rock block is considered to be consolidated before the application of load. Therefore joint aperture changes listed on Table 3 are a result of loading after consolidation.

The numerical results corresponding to the joint normal closure changes of the diagonal joint are derived from the LOTUS runs. Consolidation in LOTUS is achieved after applying a three cycle loading equal to the 60% of the joint compressive

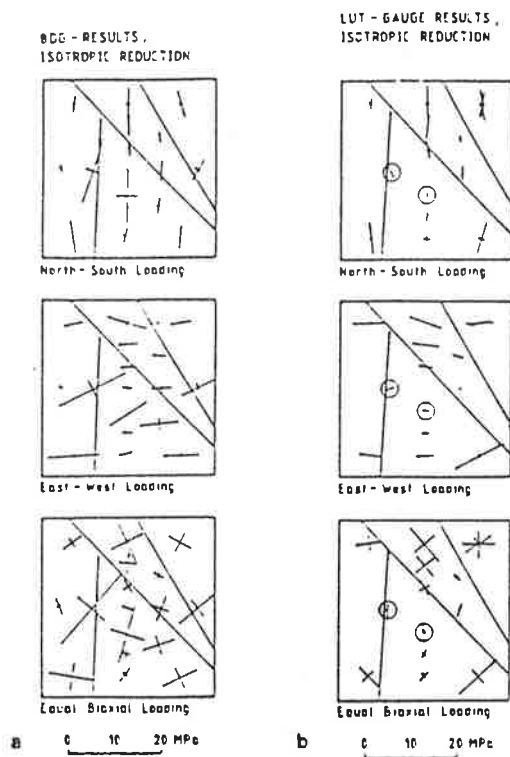
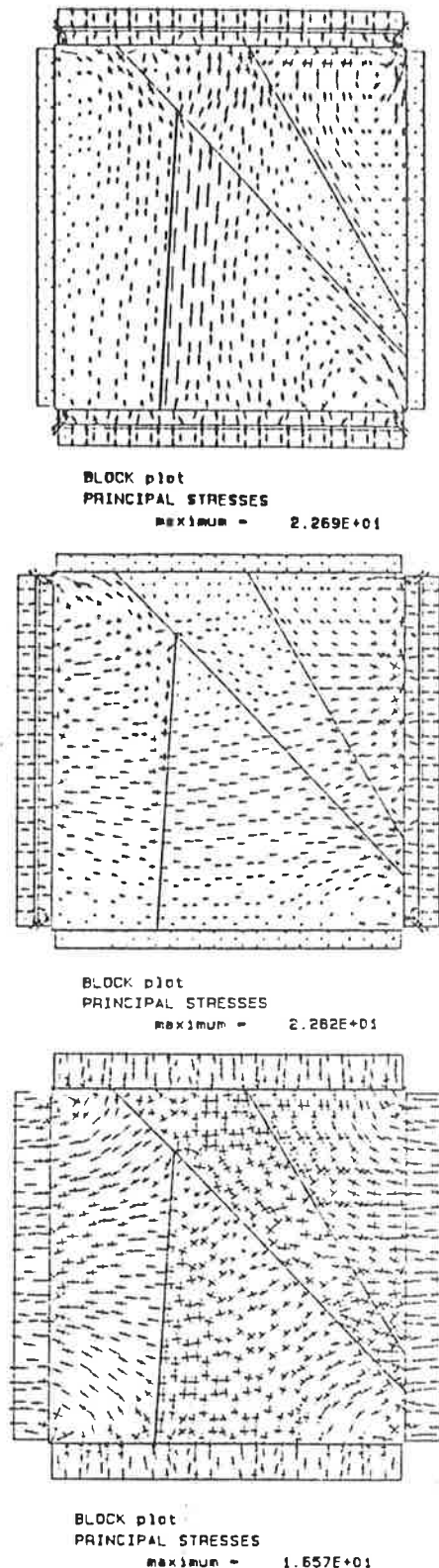


Fig. 10a,b Peak load principal stresses plot (5.3 MPa applied stress) showing response of the bore-hole deformation gauge and Luleå University of Technology gauge respectively.

c Principal stresses plots from numerical simulation (from Run 4 Biaxial loading, Run 8 N-S uniaxial loading and Run 9 E-W uniaxial loading (in MPa)).

c



strength values. The numerical joint aperture changes are those occurring on the fourth loading cycle (after consolidation has been achieved). Using the empirical formula

$$e = \frac{E^2}{JRC^{2.5}}$$

changes in the conducting apertures can be calculated.

TABLE 2 Summary of numerical and experimental results from Terra Tek, Richardson and Leijon tests concerning the maximum displacement vectors, total block displacement, shear displacement and maximum principal stresses inside the CSM block.

	Maximum displacement vector (mm)	Total block displacement (mm)	Shear displacement (mm)	Maximum principal stress (MPa)	
				DBG results	LUT results
Richardson measurements	0.5 BIAX 0.6 N-S 0.6 E-W	0.72 BIAX	- (BIAX) 0.225 (N-S) 0.20 (E-W)		
Terra Tek measurements		~ 0.23 BIAX ~ 0.23 N-S ~ 0.23 E-W	0.22 (N-S) 0.13 (E-W)		
Brown et al. Stress measurements				20.0 BIAX 24.7 N-S 16.3 E-W	11.6 BIAX 8.4 N-S 11.8 E-W
Numerical results from MUDEC Linear and MUDEC B-B	0.10-0.19 BIAX 0.28-0.53 N-S 0.29-0.40 E-W	0.20-0.38 BIAX - N-S - E-W	0.06-0.13 BIAX 0.15-0.75 N-S 0.15-0.33 E-W	8.6-15.9 BIAX 14.1-23.2 N-S 7.9-9.1 E-W	

TABLE 3 Summary of numerical and experimental results from Terra Tek and Richardson concerning changes in mechanical and conductive joint apertures.

	Stress range (MPa)	Mechanical joint aperture change (μm)	Conducting joint aperture change (μm)	Mechanical aperture (μm)	Conductive aperture (μm)
Terra Tek's measurement Diagonal joint	(0-6.9)	59 BIAX 94 N-S 63 E-W	26 BIAX 17 N-S 26 E-W	- - -	27-55 29-46 28-53
Richardson's measurement					
- Diagonal joint	(0-5.2)	7-11 BIAX - -	- - -	106 BIAX - -	- - -
- Foliation joint	(0-5.2)	2-15 BIAX - -	- - -	28 BIAX - -	- - -
Numerical results Runs 1-9	(0-7)	29 Bia (diag) 27 Bia (fol.)	14 (Bia diag) 19 (Bia fol.)	137-142 Bia 152-162 N-S 160-164 E-W	34.7-36.9 Bia 49.6-49.9 N-S 48.4-49.2 E-W

The fact that the diagonal joint gave experimental values of e varying from about 55 μm to 27 μm (at high stress) i.e. larger than those modelled, may be evidence for the stiffening effect of the intact base of the block.

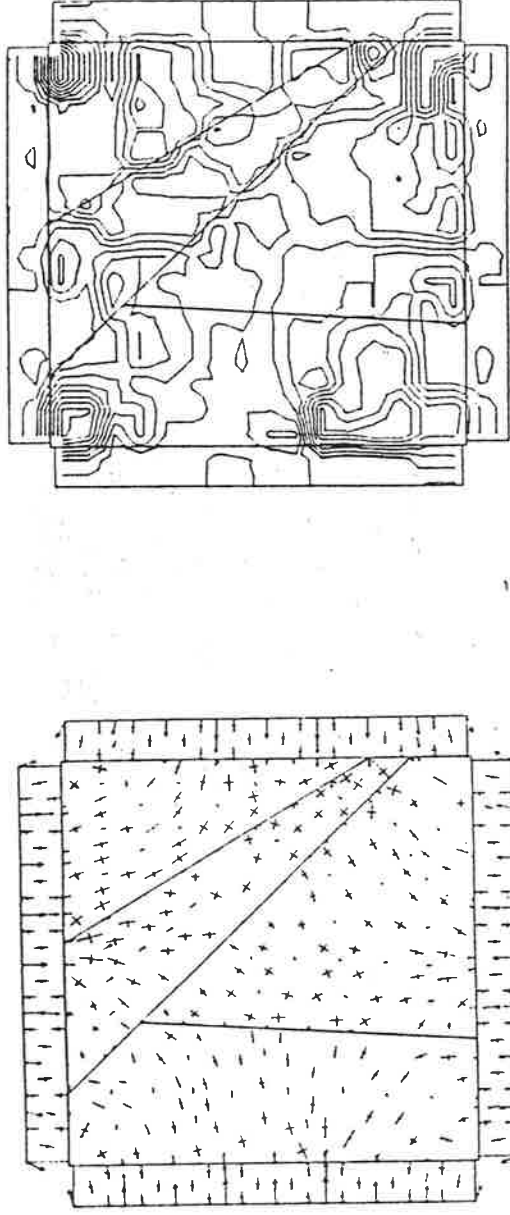
Parameters such as mechanical joint apertures, and conductive apertures are obviously very sensitive to changes in load and boundary conditions. Therefore it is perhaps not surprising that some small discrepancies occur when the Terra Tek's and numerical results are compared. However, the non-attached nature of the modelled block should be remembered, before expecting exact correlations.

Emphasis should be given on the numerical results obtained from runs 7, 8 and 9. There is a very good agreement between experimental and numerical results concerning mechanical and conducting aperture values which are ranging between 136 and 158 μm and 34.7 and 49.6 μm , respectively.

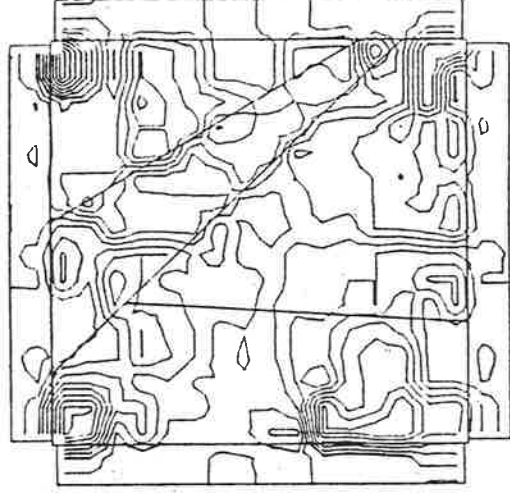
Figure 11 shows results from MUDEC-linear code, Biaxial loading (Run 1). Figure 12 shows results from MUDEC with Barton-Bandis joint model during N-S uniaxial loading (Run 9).

5. CONCLUSIONS

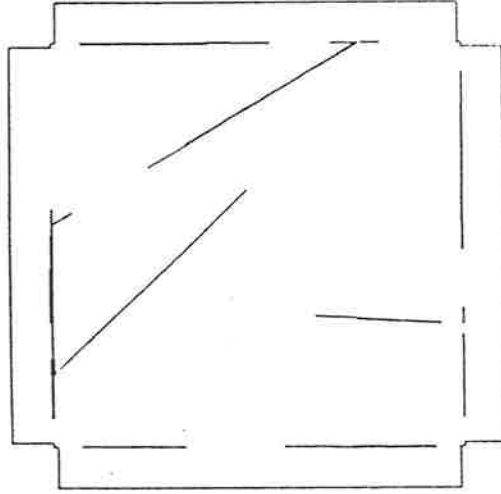
1. The principal stress plots indicate similar features to those measured in the CSM block, i.e. rotations from block to block when crossing a joint, particularly when shear has occurred. In general, stress magnitudes were of the order of 4 to 6 MPa compared to the maximum applied boundary stresses of 5.4 MPa. However, due to stress concentrations associated with rotations and corner loading, maximum single values of principal stress ranging from 9.1 to 14.1 were recorded in the linear models, and from 7.9 to 23.2 in the non-linear models.
2. Maximum displacement vectors ranged from 0.10 to 0.29 mm in the linear models, from 0.12 to 0.53 mm in the non-linear models (uniform loading), and from 0.19 to 0.37 mm in the non-linear models with fluid pressure loading. In general, as expected and measured in practice, the biaxially loaded models gave the minimum deformations. The above range of values are close to those measured in practice both by Terra Tek and by Richardson and co-workers.
3. The total displacement of the block was measured by Terra Tek using the boundary crack analysis method. Richardson measured displacement vectors. An attempt has been made to compare these results for one situation. The numerically obtained results are ranging between 0.20 and 0.38 mm and the corresponding values measured by Terra Tek researchers and Richardson are 0.2 and 0.72 mm, respectively.
4. Shear displacements occurred principally along the diagonal joints, with related shearing along block boundaries and along parallel joints. Maximum shear displacements ranged from 0.06 to 0.15 mm in the linear models, from 0.11 to



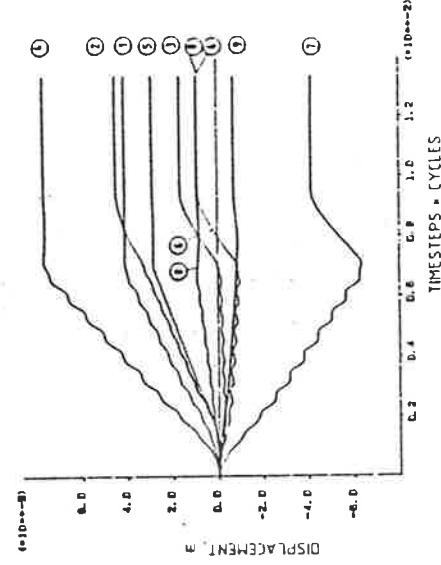
a,b
DISPLACEMENT vectors
maximum = 2.748E-04
PRINCIPAL STRESSES
maximum = 1.131E-03



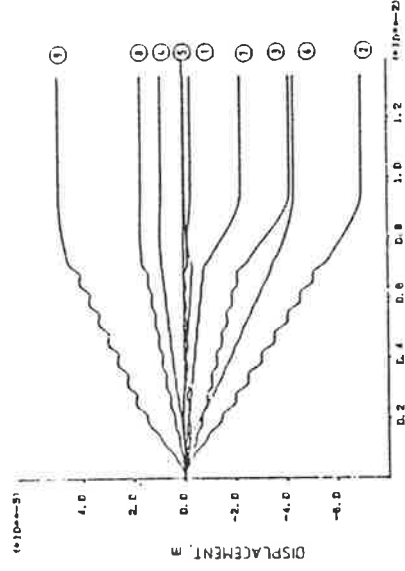
c
Y-direction stress
Contour interval = 5.000E-01
Number of contours/color = 3
Min = 4.000E-00 Max = 4.500E-00



d
SHEAR DISPLACEMENTS ON JOINTS
AREAS WITH F₀ OR S₀=0 ON JOINTS.
MAX SHEAR DISP = 1.178E-04



e
[- x direction displacement
Equal lateral loading



f
[- y direction displacement
Equal lateral loading

Fig. 11 MUDEC linear with uniform stress boundaries, Biaxial loading of 5.4 MPa.
a) displacement vectors. b) principal stresses. c) shear stress.
d) shear displacement. e) and f) histories plots for x and y directions

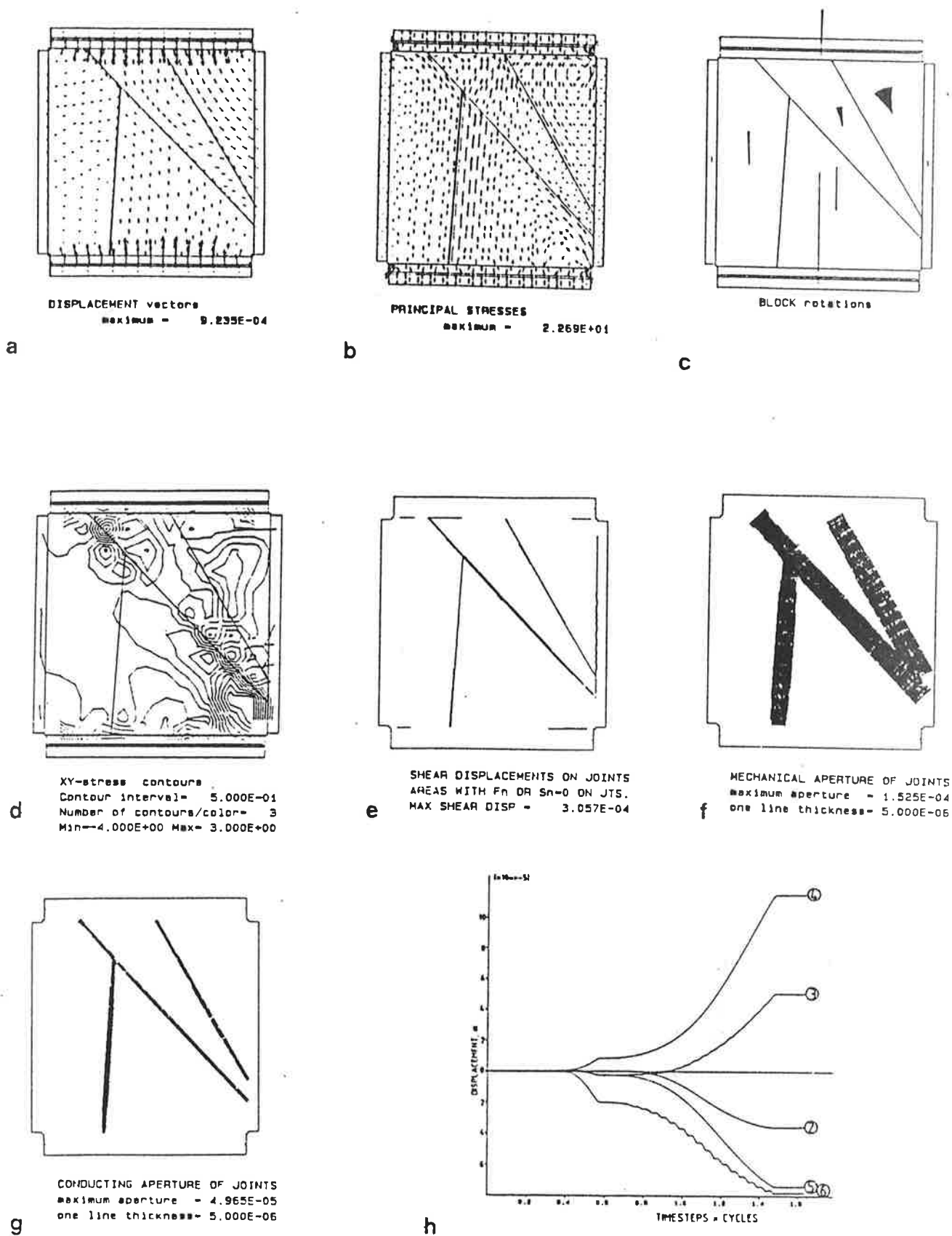


Fig. 12. MUDEC with Barton-Bandis joint model. Run with fluid pressure boundaries. Run 11. a) displacement vectors. b) principal stresses. c) block rotation. d) shear stresses. e) shear displacement. f) mechanical aperture. g) conductive aperture. h) history x-direction/plots.

0.75 mm in the non-linear models (uniform loading) and from 0.13 to 0.30 mm in the non-linear models with fluid pressure loading. The runs with the fluid pressure boundaries gave joint shear displacement values very similar to the experimental results. These values range from 0.13 mm for the biaxial run and 0.30 mm for the uniaxial N-S run. In general, as expected, and as measured in practice, the biaxially loaded models showed less joint shearing than the uniaxially loaded (N-S or E-W) models. Due to the attached nature of the block base in reality, neither Terra Tek nor Richardson and co-workers obtained more than 0.25 mm of shear along the diagonal joints. In other words the block was stiffer in practice than in our two-dimensional models.

5. Joint apertures expressed as theoretical smooth-wall conductive apertures (e) and mechanical (or physical) apertures (E) were only obtained with the MUDEC-BB non-linear models. During the runs 4, 5 and 6 maximum values of (e) ranged from 36.9 to 49.2 μm in the uniformly loaded models, and from 34.0 to 50.0 μm in the fluid-pressure models (Runs 7, 8, 9). Corresponding ranges of mechanical apertures were 137 to 162 μm and 136 to 158 μm respectively.

The joint aperture, the most sensitive single parameter that can be chosen to describe a rock mass (where water flow rate is proportional to aperture cubed) has modelled very close values ranging from 34 to 50 μm to the measured values of 27 to 55 μm which were obtained across a small area of the major diagonal joint. The experimental joint apertures (e) were back-calculated from flow tests according to the cubic law.

SUMMARY

The objective of this study was to validate the discrete element codes MUDEC-linear and MUDEC with the Barton-Bandis joint model against a well controlled in situ test. The experimental results on the Colorado School of Mines test block were obtained by Terra Tek Inc., by Richardson and Brown (CSM) and by Leijon (LUT) and co-workers. Equal biaxial, north-south and east-west uniaxial loading were applied to each type of model. For simplicity the block has been modelled with the four principal blocks identified by a key block analysis. Boundary conditions have been varied in an attempt to simulate more closely the flatjack loading. Both codes (MUDEC-linear and MUDEC with the Barton-Bandis joint model) were loaded with simple uniform stress boundaries. More realistic boundary conditions were achieved by applying fluid pressure loading in rectangular slots, simulating the flatjacks slots, and with rigid boundaries to prevent movement behind the flatjack slots. These boundaries were applied to the MUDEC-BB model.

Comparison of the numerical results with the stress measurements performed by Brown and Leijon and co-workers and Terra Tek's measurement of joint shear displacement, total block displacement, and conducting aperture generally showed a good agreement. Good correlation was also achieved between the

numerical results and Richardson's measurements of displacement vectors, joint shear displacement, and mechanical aperture. Particularly good agreement was obtained between the numerical results and the experimental results of joints shear displacement and joint conductive aperture.

ACKNOWLEDGMENTS

Norwegian Geotechnical Institute (NGI) would like to sincerely thank SKB (Svensk Kärnbränslehantering AB) for the financial support of this work. Many thanks are also due to professor Ove Stehpansson, Göran Bäckblom for their useful remarks during the preparation of this report.

REFERENCES

- Bandis, S. (1980). Experimental studies on scale effects on shear strength and deformation of rock joints. Ph.D Thesis, The University of Leeds, Department of Earth Sciences.
- Bandis, S., Barton, N. and Christianson, M. (1985). Application of a New Numerical Model of Joint Behaviour to Rock Mechanics Problems. Intern. Symposium on Fundamentals of Rock Joints, Bjørkliden pp. 345 - 355.
- Bandis, S., Lumsden, A. and Barton, N., (1983). Fundamentals of rock joint deformation. Intern. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstracts, 20 (6): 249 - 268.
- Bandis, S., Lumsden, A. and Barton, N.R. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Engineering, Vol. 18, pp. 1-21.
- Barton, N. (1981). Some scale dependent properties of joints and faults. Geophysical Research Letters, Vol. 8, No. 7, pp. 667-670.
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. Internat. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomechanics Abstracts 13, 225-279.
- Barton, N. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10, 1-54.
- Barton, N. (1982). Modelling rock joints behaviour from in-situ block tests implications for nuclear waste repository design, ONWI - 308, 96 pp. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus.

- Barton, N. and Bakhtar, K. (1983). Rock joint description and modelling for the hydrothermomechanical design of nuclear waste repositories. Terra Tek engineering TRE 83-10. Submitted to CANMET Mining research laboratories, Ottawa, 268 p.
- Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K. (1985). Strength deformation and conductivity coupling of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomechanics Abst., 22 (3): 121-140.
- Brown, S.M., Leijon, B.A. and Hustrulid, W.A. (1986). Stress distribution within an artificially loaded jointed block. Proceeding of the Internat. Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm.
- Cundall, P.A. (1980). UDEC - a generalized distinct element program for modelling jointed rock. Report PCAR-1-80, Peter Cundall Associates; Contract DAJA7-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army, March 1980.
- Hardin, E.L., Barton, N.R., Lingle, R., Board, M.P. and Voegelé, M.D. (1982). A heated flatjack test to measure the thermomechanical and transport properties of rock masses. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, ONWI - 260, p. 1983.
- Kranz, R.L., A.D. Frankel, T. Engelder and C.H. Scholtz (1979). The permeability of whole and jointed barre granite. Inter. J. Rock Mech. Min. Science and Geomechanic Abstracts. Vol. 16, pp. 225-234 and Erratum Vol. 17, pp. 237-238.
- Merrill, R and Peterson, J., (1962). Deformation of a Borehole in Rock. USBM Report; Investigation No. 5881, Denver, Colorado.
- Miller, R.P. (1965). Engineering classification and index properties of intact rock". Ph.D. Thesis. University of Illinois, 322 p.
- Richardson, A. (1986). In situ mechanical characterization of jointed crystalline rock. Ph.D Thesis. Colorado School of Mines, Department of Mining Engineering.
- Stephansson, O., Singh, T.N., and Savilahti, T. (1988). Generic model analyses of large faulted rock by using HNFEMP computer code at LUT (Luleå University of Technology).
- Walsh, J.B. (1981). Effect of pore pressure and confining pressure on fracture permeability", preprint of article accepted for publication in the Journal of Geophysical Research.
- Witherspoon, P.A., J.S.Y. Wang, K. Iwai and J.E. Gale (1979). Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture "Lawrence Berkeley Laboratory, LBL-9557, SAC-23, 28 p.

HYDROGEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR FÖR SFR, FORSMARK

Hydrogeological investigations at SFR, Forsmark

Leif Carlsson, Anders Winberg och Jan Arnefors,
Sveriges Geologiska AB, SGAB, Göteborg.

REFERAT

Slutförvaret för reaktoravfall, SFR, vid Forsmark i norra Uppland är beläget utanför kusten cirka 80 meter under havsytan. Genom två, ungefär kilometerlånga, tunnlar förbinds förvaret med ytliga anläggningar på fastlandet.

Geovetenskapliga undersökningar utförda före och under byggandet har omfattat bl.a. borrhningar, kärnkarteringar, mätningar av grundvattentryck, hydrauliska tester, vattenprovtagningar och modellberäkningar. Borrhningar har genomförts i tre omgångar varav de två första från en plattform i Östersjön. Den tredje omgången borrhningar utfördes i tunnlar och förvarsutrymmen samtidigt med byggandet.

Vatteninjektionstester i avgränsade sektioner har genomförts i borrhål från ytan. I övriga borrhål har manschettsystem installerats och grundvattentrycket har registrerats kontinuerligt. Manschettsystem har i borrhål under jord primärt placerats så att förekommande sprickzoner avgränsats. Samtliga sektioner har hydraultestats under transienta förhållanden. Mellanhålstester har genomförts för att bestämma enskilda sprickors utsträckning och hydrauliska egenskaper samt samband mellan sprickzoner.

Inläckande vattenmängder och registrerade grundvattentryck har simulerats med numeriska modellberäkningar. För att erhålla överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta värden måste en skin-zon med låg hydraulisk konduktivitet införas närmast tunnlar och förvarsutrymmen. Närvaron och egenskaperna hos en sådan skin-zon har också undersökts och analyserats genom hydrauliska injektionstester i borrhål före och efter utbrytning av förvarsutrymme.

Den konduktiva sprickfrekvensen, CFF, definierad som frekvensen vattenledande sprickor har beräknats statistiskt från resultat av kärnkartering och

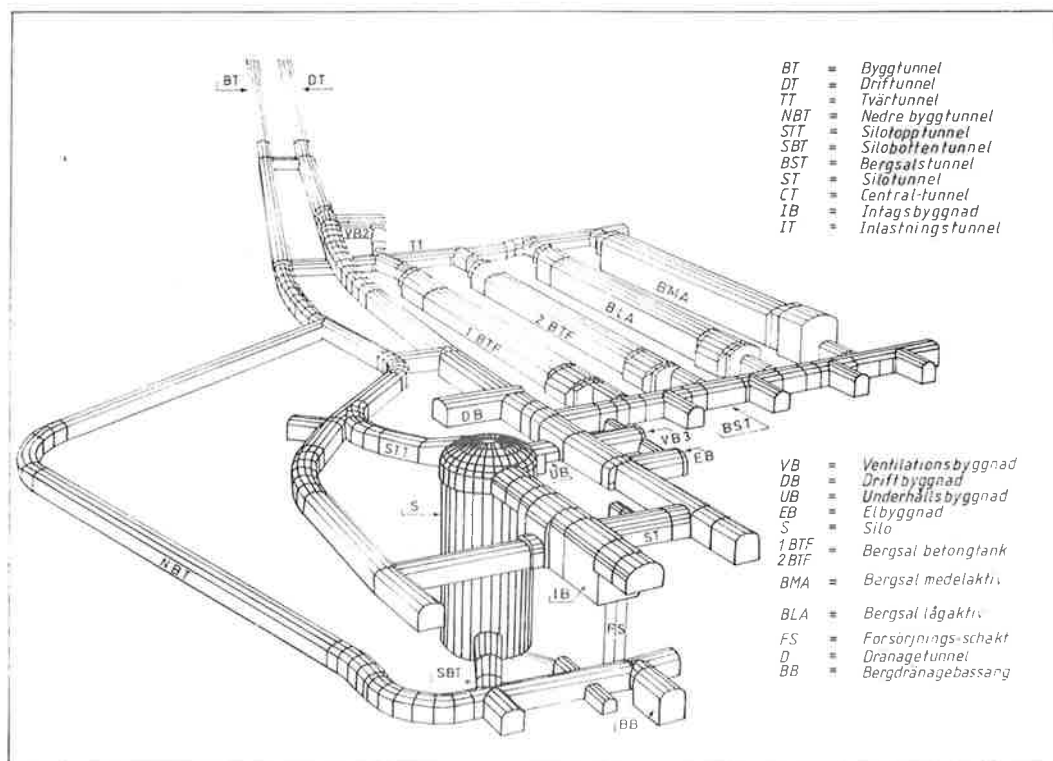
vatteninjektionstester i sektioner med begränsad längd. Erhållna värden har jämförts med karterade inflödespunkter i förvaret. Noterade skillnader har tolkats som en effekt av den utbildade skin-zonen.

BAKGRUND

Slutförvaret för reaktoravfall, SFR, har byggts under åren 1984-1988 och är beläget utanför norra Upplands kust, vid Forsmark. Förvaret är utsprängt i berg cirka 80 meter under Östersjöns yta. Två parallella, mer än en kilometer långa, tunnlar förbinder de ytliga anläggningarna med lagerutrymmena, se figur 1. Totalt kommer omkring 90000 m³ låg- och medelaktivt radioaktivt avfall att slutförvaras i SFR.

Tre faser av geovetenskapliga undersökningar har utförts innan och under byggandet av anläggningen. Resultaten från dessa undersökningar har huvudsakligen presenterats i Svensk Kärnbränslehantering AB:s, SKB, interna rapporter.

Då slutförvaret är beläget under havet borrades de flesta hålen i faserna ett och två från en plattform utanför kusten. Under byggtiden, fas tre, borrades ytterligare hål från tunnlar och förvarsutrymmen. Totalt har 42 kärnborrhål med längder mellan 20 och 250 meter borrats. Den undersökta bergmassan omfattar cirka en miljon kubikmeter.



Figur 1. Utformningen av avfallsupplaget, SFR, vid Forsmark i Uppland.
Lay-out of reactor waste repository, SFR.

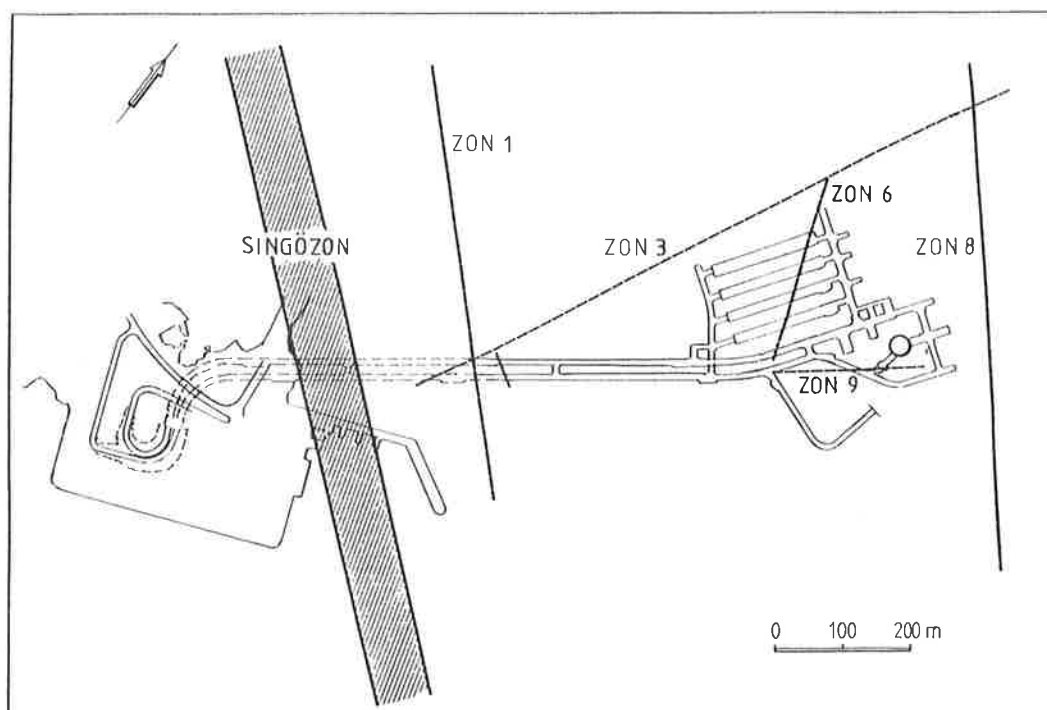
GEOLOGI OCH TEKTONIK

De två första faserna av geovetenskapliga undersökningar omfattade upprättandet av en första konceptuell modell av förvarsområdet med avseende på geologi och tektonik. Förutom borrhning och tester i borrhål genomfördes vintertid seismiska undersökningar med profiler på den då istäckta Öregrundsgrepen. Figur 2 visar den slutliga versionen av den tektoniska begreppsmodell som kontinuerligt uppgraderats under byggandet av förvaret. Inga oförutsedda svaghetszoner noterades i samband med denna fas och de från ytan tolkade sprickzonerna identifierades vid byggandet och borrhningar under den sista fasen.

Bergarterna inom SFR, huvudsakligen granit och gnejsgranit, är mellan 1700 och 2000 miljoner år gammal. En detaljerad kartering av bergarter, sprickor och vattenflöden utfördes under förvarets utsprängning och presenterades som kartor i skala 1:200 (Christianson och Bolvede 1987). Figur 3 visar en detalj av en sådan karta. Bergartsfördelningen i Tabell 1 är sammanställd från denna kartering.

Tabell 1. Fördelning av olika bergartstyper funna vid kartering inom SFR

Bergartsfördelning i %						
Granit	Gnejsgranit	Gnejs	Grönsten	Pegmatit	Mylonit	
48	39	2	3	4	4	



Figur 2. Sprickzoner inom SFR-området
Fracture zones surrounding SFR

Den största identifierade sprickzonen i området, Singölinjen, med en bredd av 100-120 meter penetreras av tillfartstunnlarna, se Figur 2. Observationer från dessa tunnlar, närliggande tunnlar för Forsmarks kraftstation samt borrhål visar att Singölinjen generellt kan indelas i en uppkrossad och högkonduktiv kärna med omgivande randzoner där krossat berg, ibland med inslag av lera, växlar med intakt berg. Under utsprängningen förinjekterades cement i svaghetszonen och svårare hållfasthetsproblem uppstod aldrig.

Under förvaret påträffades en sub-horisontell sprickzon, zon H2. NBT-tunneln och borrhål som nått större djup än 150 meter penetrerar denna zon som är 5-10 meter bred och består av kraftigt sprucken berggrund med inslag av mer kompetent berg. Zonen uppvisade hög vattenföring och måste förinjekteras innan NBT-tunneln kunde drivas igenom zonen.

Av sprickzonerna i Figur 2 består zon 8 av en kraftigt uppsprucken kärna med omgivande randzoner där intakt berg växlar med sprickrikare. Lera har också påträffats i zonen. Zon 8 har identifierats med borrhål. Mellan denna zon och zon H2 råder god hydraulisk kontakt. Detta har kunnat fastställas genom mellanhåltester. Övriga identifierade zoner i Figur 2 är smalare än de ovan beskrivna. I Tabell 2 redovisas zonerna med karakteristika.

Tabell 2. Bredd, inklinations och hydraulisk konduktivitet hos sprickzonerna inom SFR

Zon nr.	Bredd(m)	Inkl.(°)	Hydraul. kond. (m/s)	Spec. magasins- koeff. (1/m)
Singö(kärna)	30	90	$2 \cdot 10^{-6}$	
1	10	90	$2 \cdot 10^{-7}$	
3	7	75 NV	$3 \cdot 10^{-6}$	
6	2.5	90	$4 \cdot 10^{-7}$	$2-9 \cdot 10^{-7}$
8	50	90	$2 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-7}$
9	5	80 NO	$4 \cdot 10^{-8}$	$0.4-2 \cdot 10^{-7}$
H2	5	18 SSO	$2 \cdot 10^{-6}$	$1-10 \cdot 10^{-6}$

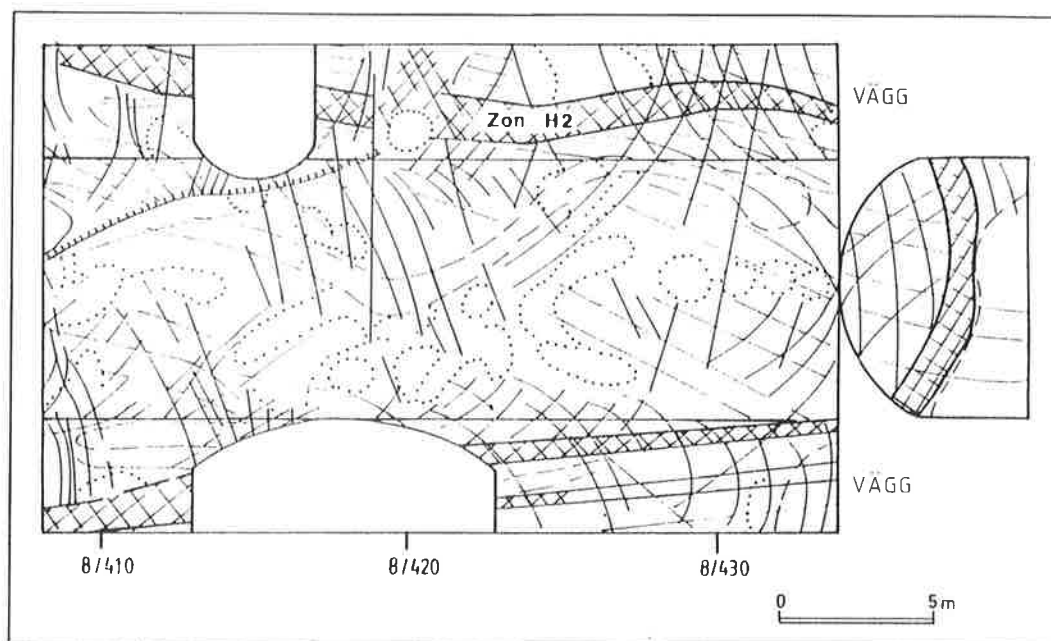
Sprickfrekvensen beräknad från kartering av tunnelväggar och borrhålskärnor samt frekvensen av skölar visas i Tabell 3. Någon signifikant ökning av sprickfrekvensen

Tabell 3. Sprick- och skölfrekvens från borrhålskärnor samt tunnelkartering.

Från borrhål Sprickor $>0.04\text{m}$ (1/m)	Från tunnelkartering Sprickor $>9\text{m}$ (1/m)	Skölar (1/10m)
4.3	0.67	0.67

mot djupet har ej konstaterats i de undersökta översta 200 metrarna av berggrunden.

Horisontella sprickor och zoner med horisontella sprickor från Forsmarksområdet finns rapporterade i samband med byggandet av Forsmarks kärnkraftsverk (Carlsson, 1979). Motsvarande horisonter uppträder förmodligen i bergmassan ovanför förvaret, vilket indikeras av sprickloggen från borrhärnekarteringen. Frekvensen av dessa horisonter minskar mot djupet. Den subhorisontella zonen H2 kan dock vara av denna typ.



Figur 3. Exempel på detaljerad geologisk karta. Figuren visar zon H2 i NBT-tunneln. Punkter utgör sprickytor parallellt med de karterade ytorna. Example of detailed geological-tectonic mapping (Fold-out) showing interception between fracture zone H2 and the NBT-tunnel (Christiansson och Bolvede 1987).

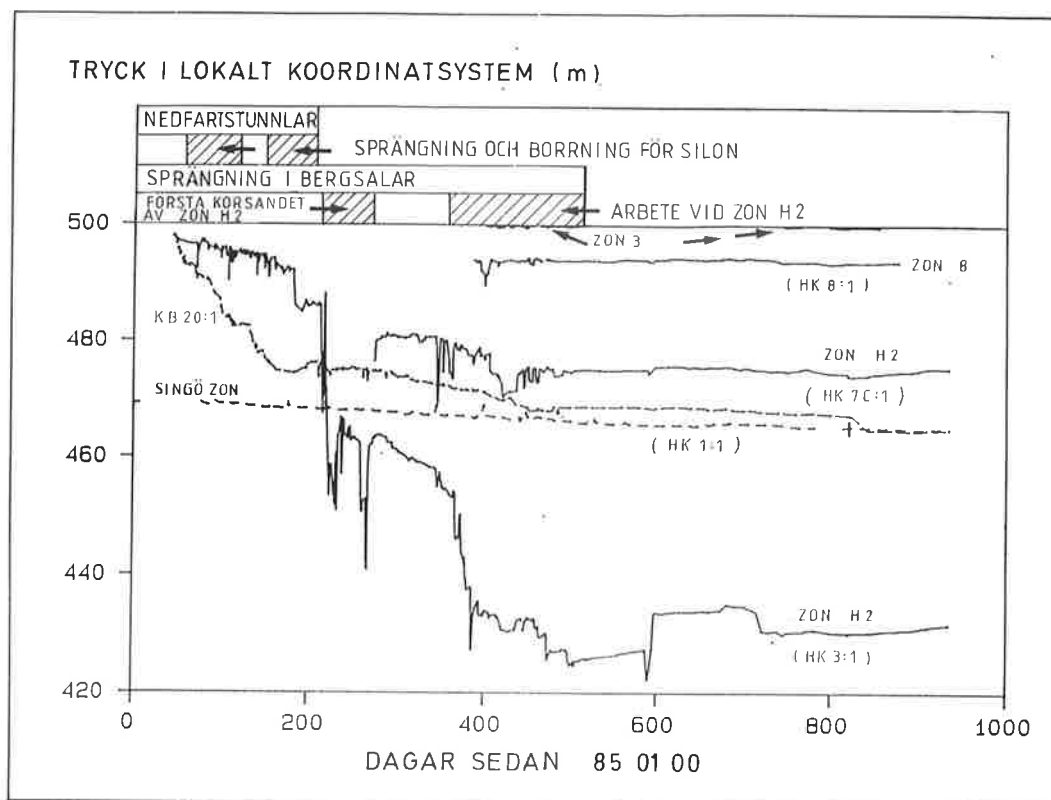
HYDRAULISK KARAKTÄRISERING

Grundvattentryck

Under byggandet av förvaret har omfattande mätningar av grundvattentrycket utförts. Borrhål från den tredje omgången borrhärningar har utrustats med multi-manschettssystem där upp till fyra sektioner kontinuerligt mätts med tryckgivare kopplade till datalogger. Med borrhärnekarteringen som grund placerades manschetterna så att identifierade sprickzoner eller andra intressanta hydrauliska zoner kunnat övervakas. Totalt mättes grundvattentrycket i 68 sektioner i 22 borrhål.

Den dränerande verkan som förvarsanläggningen utgör

speglas i en sänkning av grundvattentrycket. Borrhålen borrades och manschetterades alltefter byggandets framskridande och tryckdata är således av olika tidsomfattning, beroende på borrhål. Under utsprängningen noterades händelser med större dränerande verkan bl.a. vid NBT-tunnelns genomkorsande av zon H2 och vid borrningen för och utsprängning av silon. Dessa skeenden gav kraftiga utslag vid grundvattentryckmätningarna, se figur 4.

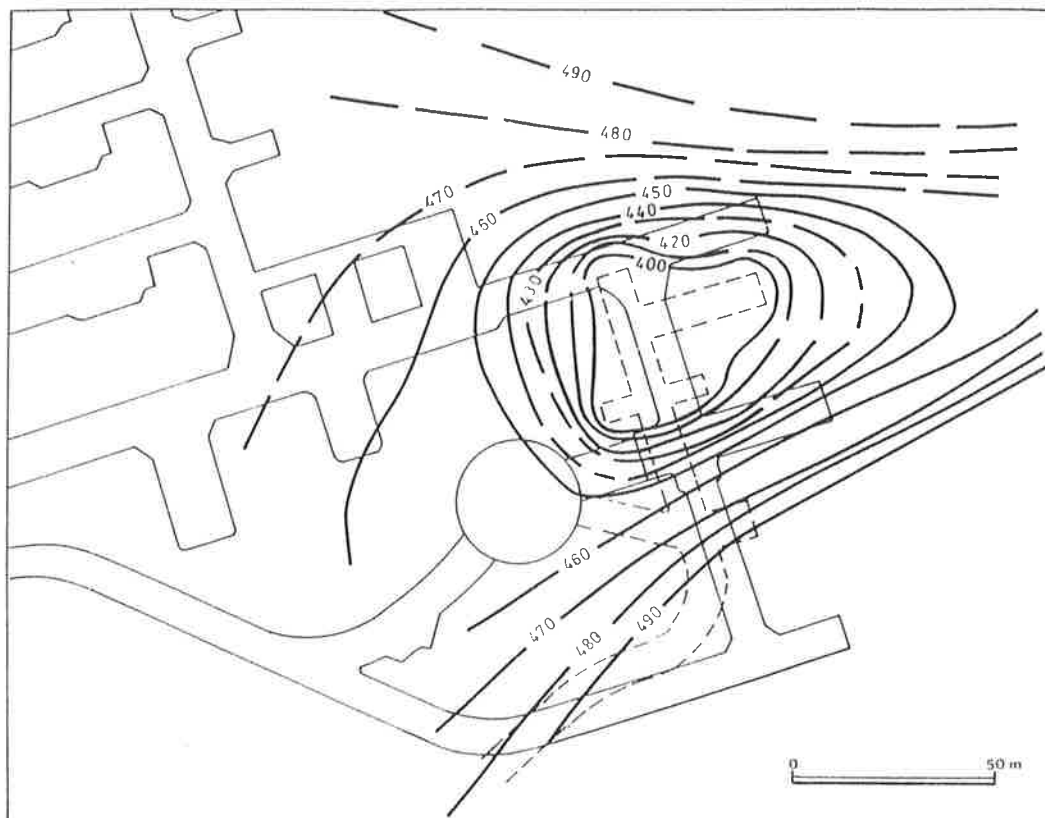


Figur 4. Exempel på uppmätta grundvattentryck vid byggandet av SFR.

Groundwater head monitored during construction in silo, cavern and zone H2 areas.

Efter färdigställandet av förvaret har trycknivåerna nått mer eller mindre jämviktsförhållanden. Det lägsta trycket uppträder i zon H2. Figur 5 visar tryckfördelningen i zonen då byggandet inom SFR har upphört. Från att ha varit en zon med högt grundvattentryck som försörjt sidoberget med vatten via förbindelser med zon 8 uppträder nu delar av zon H2 som ett dränage av berget runt silon med utlopp genom NBT-tunneln.

För närvarande är vatteninflödet i storleksordningen 600 l/min. varav 50 l/min. kommer från zon H2 i dess kontakt med NBT-tunneln. Den naturliga kloridjonhalten i berggrundens grundvatten är högre än halten från Östersjöns vatten. Genom inflödet av vatten till SFR genom zonerna H2 och 8 registreras en minskning av kloridjoninnehållet i de borrhål som penetrerar zon 8 och som indikerar att havsvatten förs in i berggrunden, se figur 6.



Figur 5. Fördelning av grundvattentryck inom zon H2.
Trycket 500 m är den lokala koordinaten för Östersjöns yta.
Groundwater head distribution within zone H2.
Head 500 m is local coordinate for sea level.

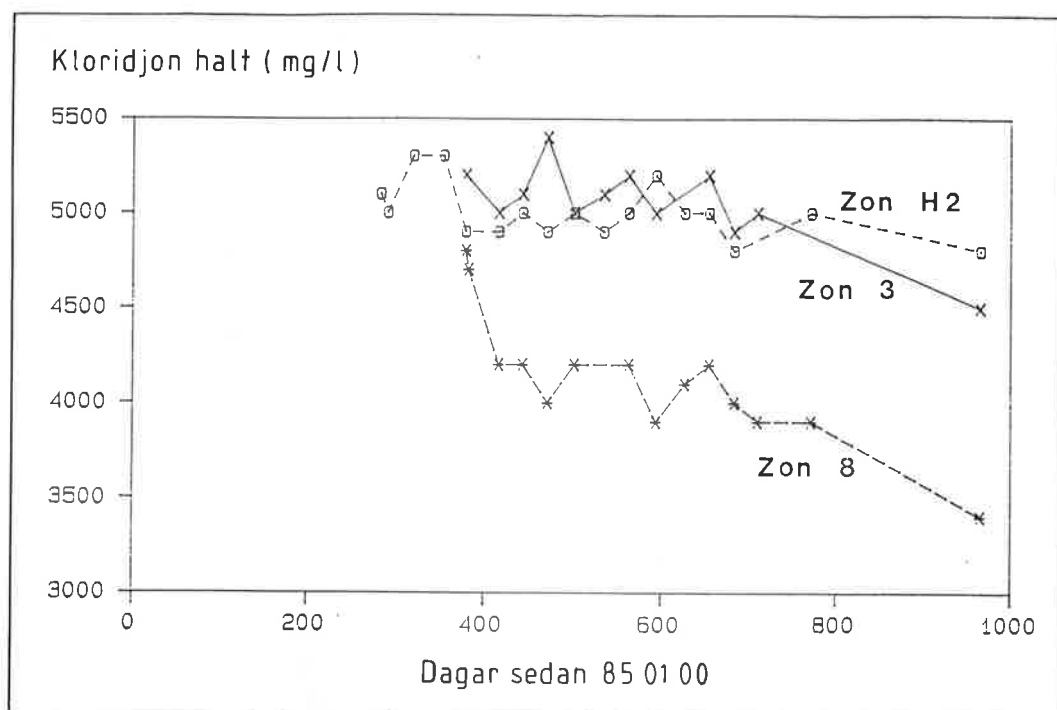
Hydrauliska tester

Enhålstester

Alla borrhål som borrats före och under byggandet av förvaret har testats med avseende på hydrauliska parametrar. De som borrades under de två första undersökningsomgångarna har testats med konventionella Lugeon- och Falling headmetoder med tre meter långa sektioner. De som borrats vid byggandet har testats med tryckuppbyggnadstester i de sektioner som avgränsats för hydrauliska mätningar. Vid dessa tester flödades sektionerna i minst en dag varefter de stängdes och den påföljande tryckuppbyggnaden registrerades, vanligen under en längre tid än två timmar.

Falling head- och Lugeontesterna utfördes med mätgränserna $1 \cdot 10^{-9}$ respektive $2 \cdot 10^{-8}$ m/s. Vid de transienta tryckuppbyggnadstesterna kan med hänsyn till ingående utrustningskomponenter mätgränsen beräknas vara $1 \cdot 10^{-11}$ m/s.

En-hålstester utfördes även vid undersökningarna rörande den tänkbara skin-zonen nära siloperiferin. Allt som allt har över 700 testresultat erhållits. Resultaten har använts för att beräkna den effektiva



Figur 6. Kloridjoninnehåll mot tid i borrhål som penetrerar olika zoner inom SFR. Koncentrationen av kloridjonen i Östersjön är cirka 3100mg/l.

Chloride content versus time in boreholes penetrating zones at SFR. Baltic concentration is about 3100 mg/l (Wickberg 1986).

hydrauliska konduktiviteten i berggrunden. Beräkningsproceduren har presenterats av Grundfelt, Markström, Wiborgh och Carlsson (1988).

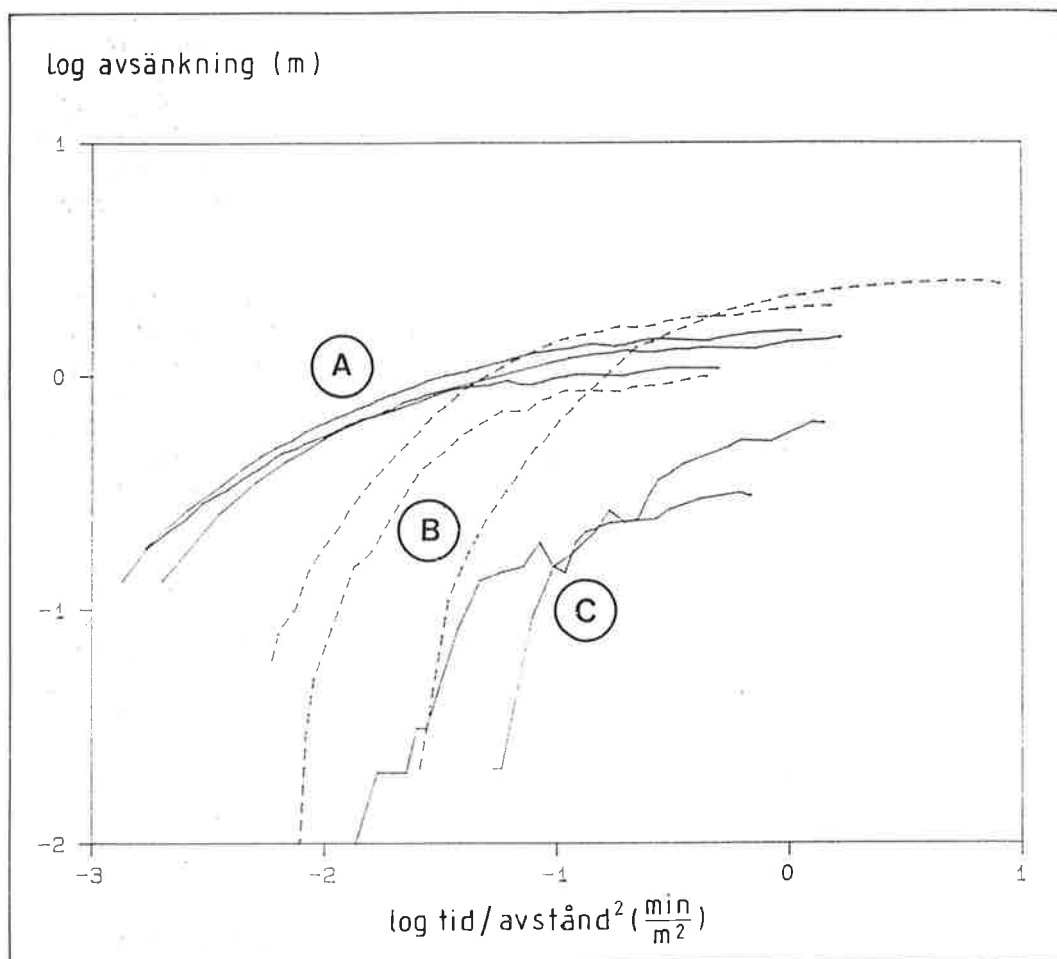
Mellanhålstester.

Under byggtiden penetrerades och identifierades de förutsedda sprickzonerna i tunnlar och i borrhål. Värden på zonernas hydrauliska konduktivitet var nödvändiga för analyser och modelleringar av grundvattenflödet vid olika situationer och händelseförlopp (Grundfelt et al 1988). Sprickzonerna H2, 3, 8 och 9 testades med en form av mellanhålstestteknik. Testerna innebär att en kontrollerad störning induceras i en avgränsad utvald sektion representerande den aktuella sprickzonen i borrhålet. Reaktionen på denna störning registrerades i andra borrhål i de runt zonen avmanschetterade sektionerna. Störningen utgörs av ett konstant utflöde från den utvalda sektionen som på så sätt skapar ett lägre grundvattentryck i berggrunden.

Utvärderingen av mellanhålstesterna gjordes under antagandet om ekvivalent poröst medium (kontinuum principen). De undersökta sprickzonerna antogs dock reagera som ett dubbelporöst system bestående av större konduktiva sprickor i och med förbindelse till ett nät av sprickor med lägre konduktivitet. Reaktionen på den anlagda störningen i omkringliggande berggrund användes för att uppskatta bergmassans

hydrauliska konduktivitet under antagandet om kontinuum för denna hydrauliska enhet.

Figur 7 illustrerar avsänkningen mot tid inom sprickzonerna H2, 8 och omgivande bergmassa när vatten flödar ut från ett borrhål som penetrerar zon H2 mellan silon och zon 8. Resultaten av mellanhålstesterna utmed zon H2 uttryckt som hydraulisk konduktivitet och specifik magasinskoefficient visas i tabell 2.



Figur 7. Avsänkning mot tid och avstånd vid mellanhålstester i zon H2. A visar tryckförändringar i sektioner i zonerna 8 och H2. B utgörs av responser i zon H2 under och nära silon. Bergmassan mellan zon 8 och silon representeras av C.
Drawdown versus time and distance during interference testing of zone H2. Responses A are sections in zones 8 and H2. B are responses in zone H2 below and close to the silo. Responses C represents rock mass between zone 8 and the silo.

SKIN-ZON

Inverterad hydraulisk modellering

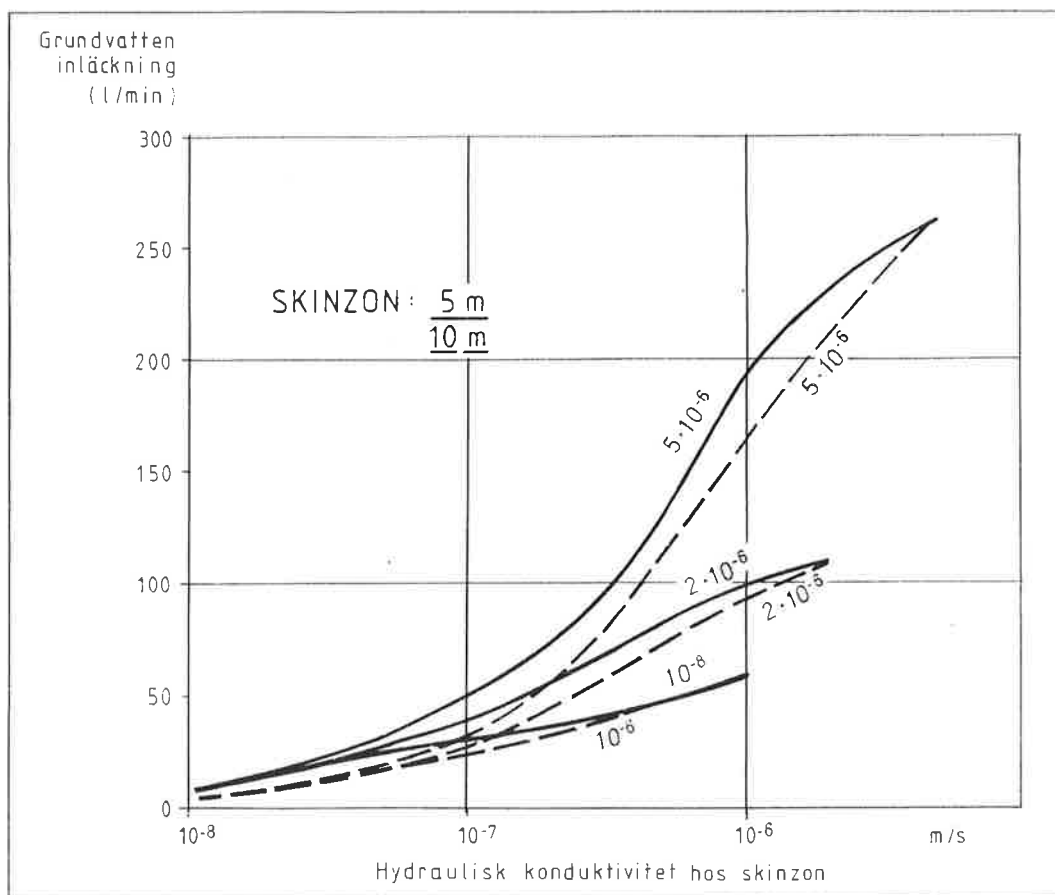
Den naturliga bergspänningen omdistribueras vid byggandet av de underjordiska anläggningarna. Frånsett de rent bergmekaniska aspekterna påverkas de hydrogeologiska förhållandena i den omedelbara närheten av det utbrutna området. De utbrutna områdenas påverkan uppmättes genom de piezometrisk profiler som erhöles från de instrumenterade borrhålen längs tunnlarna. Numeriska modeller nyttjades för att efterlikna den uppmätta grundvattentryckfördelningen runt tunneln. Den beräknade radiella tryckprofilen befanns endast passa den uppmätta om en skin-zon introducerades längs med och utanför tunnlarnas periferier. Den hydrauliska konduktiviteten i skin-zonen är i storleksordningen en till två tio-potenser lägre än omgivande berggrund (Carlsson, Winberg och Arnefors 1987). Bredden på den simulerade zonen sattes till 2 meter.

Upptäckten av en skin-zon tillskrevs den sammantagna effekten av omfördelningen av bergspänningen samt för- och efterinjekteringarna. Med den första införstås en förstoring av de tangentiella bergspänningarna runt tunnlarna vilket medför en minskning av den hydrauliska sprickkonduktiviteten längs tunnelns axel och av den vägda hydrauliska konduktiviteten i sin helhet i tunnelns närhet.

Effekten av injekteringen påkallades vid analysen av vidtagna åtgärder för att minska vatteninflödet vid NBT-tunnelns genombrott av zon H2. Grundvattenflödet till tunneln och det hydrauliska trycket i de borrhål som penetrerade zon H2 övervakades före, under och efter de utförda injekteringarna. Om zonen och närliggande berggrund antas ha en porositet på 1 %, påverkas 6400 m³ av bergvolymen av injekteringen. Detta motsvarar en influensradie om 10-15 meter runt tunneln där denna korsar zon H2.

De hydrogeologiska förhållandena simulerades genom numeriska modeller av en vertikal sektion vid jämvikt (Carlsson, Grundfelt och Winberg 1986). Punkten där tunnel och zon möttes utgjorde en brunn med 10 meters radie. Runt den simulerade tunneln infördes en zon med lägre hydraulisk konduktivitet (skin-zon) för att illustrera effekten av cementinjekteringen. Olika värden på zonens bredd och hydrauliska konduktivitet användes vid beräkningarna. Det använda värdet på hydraulisk konduktivitet för zon H2 utgjordes av resultatet från de utvärderade mellanhålstesterna. För att passa det uppmätta inflödet 50 l/min efter cementinjekteringen bör, enligt resultaten i figur 8, skin-zonens hydrauliska konduktivitet vara $2-4 \cdot 10^{-7}$ m/s beroende på den använda medelkonduktiviteten i bergmassan.

Inflödet av grundvatten till området vid bergsalarna uppgår till i genomsnitt 53 l/min. Inflödet simulerades genom att använda en axel-symmetrisk modell där bergsalarna beskrivs som en skiva med omgivande skin-zon med lägre hydraulisk konduktivitet (Carlsson, Grundfelt och Winberg 1986). Under antagandet att en möjlig skin-zonen är fem meter bred måste dennas hydrauliska konduktivitet uppgå till $1.5 \cdot 10^{-9}$ för att överensstämja med det uppmätta inflödet. Detta värde utgör åtta procent av det värde på omgivande bergmassa som använts i modelleringen.



Figur 8. Beräknat vatteninflöde från zon H2 till NBT-tunneln under olika antagande med avseende på skin-zonens hydrauliska konduktivitet.

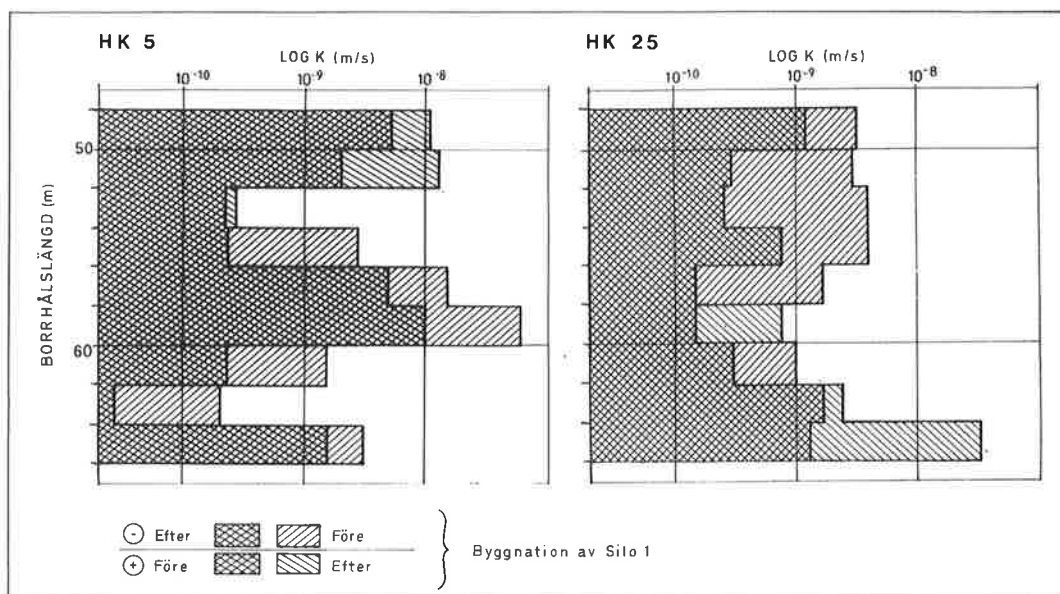
Inflow to NBT-tunnel at intersection with zone H2 with different assumptions regarding hydraulic conductivity of the skin zone (grouted zone) and the fracture zone H2.

Hydrauliska tester inom skin-zonen

Ett speciellt testförfarande utformades för att beskriva de hydrauliska karakteristika i skin-zonen omkring den planerade silon. Två borrhål, HK5 och Kb 25, vilka löpte nära siloperiferin hydraultestades innan utbrytningen, i två meters sektioner, med injektion av vatten under konstant tryck. Då utbrytningen

av silon avslutats upprepades vatteninjektionstesterna i motsvarande sektioner.

Värden på den hydrauliska konduktiviteten från de två testomgångarna visas i figur 9. Resultaten, sammanställda i figur 10, illustrerar att den hydrauliska konduktiviteten reducerats med en faktor av 0.35 (tagen som medelvärde) på grund av utsprängningen av silon. Vid studier av sektionerna inom ett radiellt avstånd av 3.5 meter från siloperiferin, var faktorn 0.16. Vid beräkningarna har ej hänsyn tagits till borrhålsriktningens förhållande till bergspänningsfältet.



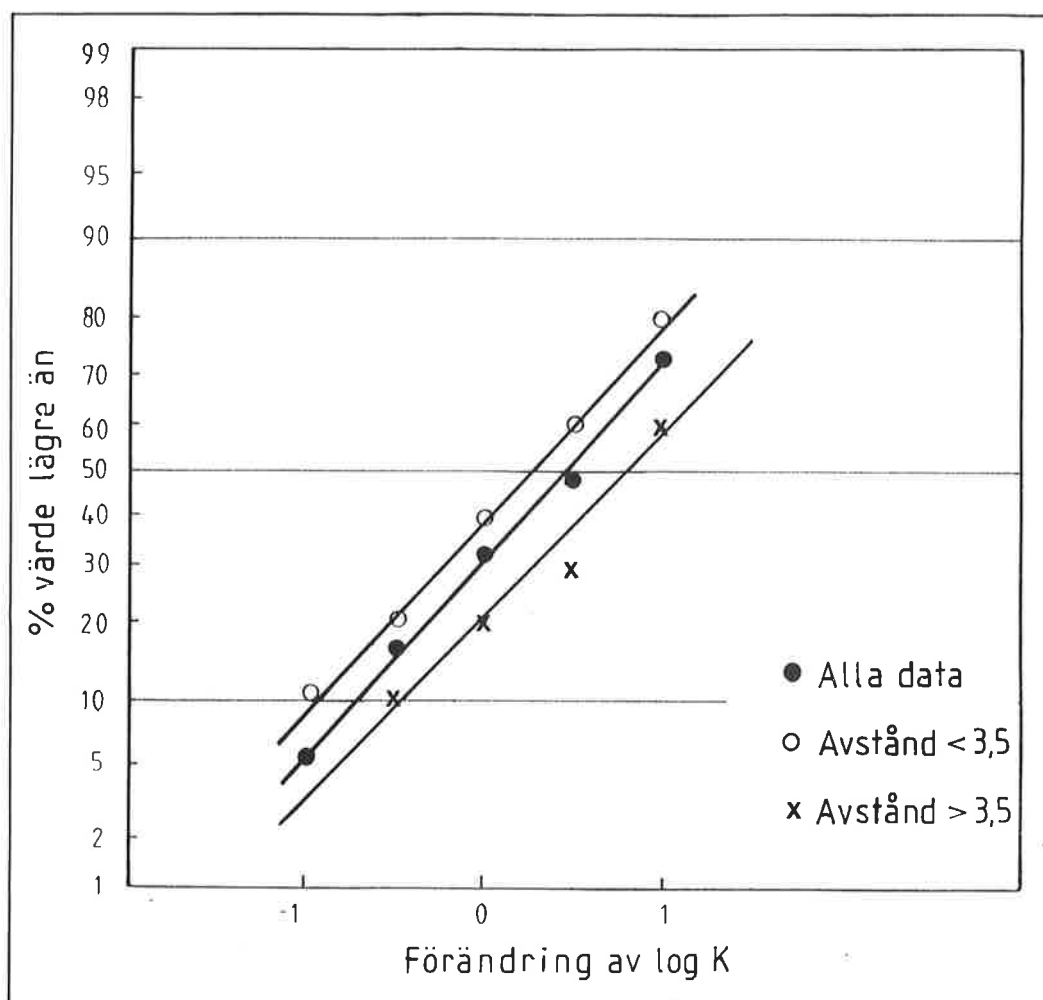
Figur 9. Hydrauliska konduktivitet i borrhålen HK5 och Kb25 före och efter byggandet av silon.

The hydraulic conductivity in boreholes before and after construction of the silo.

KONDUKTIV SPRICKFREKVENNS

Med den konduktiva sprickfrekvensen menas den del av den totala sprickfrekvensen som är hydrauliskt ledande. Denna parameter samt spricklängdsfördelningen bestämmer konnektivitet och mängden tillgänglig våt sprickyta inom den studerade bergvolymen. Den våta ytans area är i sig en viktig parameter för retardationskapaciteten med avseende på transport av utlösta radionuklider i kristallint berg (Neretnieks 1987).

Den konduktiva sprickfrekvensen (CFF) kan erhållas indirekt genom statistisk analys av vatteninjektionstester (Carlsson, Winberg och Rosander 1983) eller direkt genom en integrerad analys av kärnkartering, geofysiska och hydrogeologiska loggar, exempelvis genom multivariat dataanalys (Andersson och Lindqvist, 1988). En tredje möjlighet är att utnyttja den sprick-



Figur 10. Frekvensfördelning av förändringen av log K mellan mätningarna före och efter byggandet av silon. Borrhålen HK5 och Kb25.

Frequency distribution of change in log K between measurements conducted before and after construction of silo. Measured values from HK5 and Kb25.

information som erhålls vid en underjordskartering (Christiansson och Bolvede 1987).

Resultat från den statistiska analysen visar att den hydrauliska sprickfrekvensen i bergmassan (geometriskt definierade sprickzoner borttagna ur analysen) i SFR:s förvarsområde är 0.33 sprickor/meter. Detta motsvarar ett avstånd av tre meter mellan de vattenförande sprickorna.

Direkt analys av de sprickkarteringsdata från bergsalsområdet ger ett medelvärde på CFF som är 0.24 sprickor/meter (Winberg och Carlsson 1987). Detta värde är 1.4 gånger lägre än det med statistisk analys beräknade värdet på CFF. Den statistiskt beräknade konduktiva sprickfrekvensen för bergmassan faller inom ett 95%-igt konfidensintervall för skattningen baserad på direkt analys under antagande av en exponentiell

fördelning av sprickavståndet. Dock stöder, som påpekats, oberoende analyser existensen av en skin-zon omkring de utbrutna delarna av SFR vilken i sin tur förmodligen påverkar den direkta skattningen av CFF.

Ett försök har därför gjorts att på teoretisk väg erhålla den konduktiva sprickfrekvensen i skin-zonen genom en kombination av resultatförändringarna i hydraulisk konduktivitet vid mätningarna vid silon och de beräknade förändringarna i bergspänningar (erhållna från modellberäkningar, Stille et al 1985) och CFF (Winberg och Carlsson 1987). Den uppställda teorin har misslyckats med att reproducera det erhållna värdet på CFF från den direkta analysen av sprickkarteringsdata. Det beräknade värdet för skin-zonen (0.13 sprickor/meter) är 1.8 gånger mindre än CFF baserat på direkt analys. Skillnaden i värdet representerande skin-zonen kan troligen tillskrivas det faktum att det direkta värdet är påverkat av att sprickzonerna inte har extraherats ur de data som bildar basen för analysen.

SAMMANFATTNING

De arbeten som utfördes under den tredje undersökningsfasen visar användbarheten av ett nätverk av instrumenterade borrhål under och efter byggandet av en underjordisk anläggning. Instrumentuppställningarna registrerade piezometriska förändringar som kunde kopplas till den framskridande brytningen. Dessa reaktioner har analyserats och bl.a använts för att erhålla preliminära uppskattningar med avseende på geometri och utsträckning av sprickzoner i det studerade området. En annan viktig funktion för dessa instrumentuppställningar är att underlätta genomförandet av de olika typer av hydrauliska tester som möjliggjort kvantifiering av de definierade sprickzonerna.

Den utförda analysen visar att i samband med valideringen av hydrauliska modellresultat, i termer av tryck runt och inflödesmätningar till ett underjordiskt rum, hänsyn måste tas till hydrauliskt skin i omedelbar närhet av rummets periferi.

Närvaron av skin reser också frågan om representativiteten av sprickkaraktäristika, som extrapoleras till större volymer av ostörd berggrund.

SUMMARY

A repository for reactor waste, SFR is constructed off Forsmark in northern Uppland, Sweden. The repository is sited in crystalline rock about 80 m below sea level. Two access tunnels connect the mainland shore with the subsea facility.

Three different campaigns of drilling and borehole

testing were performed before and during the construction. In the two first campaigns, the boreholes were drilled from offshore platforms. In the third campaign, the drilling were performed underground in connection to the actual construction. In total 42 cored boreholes were drilled to lengths between 20 and 250 m.

The boreholes drilled underground were equipped with multiple packer systems to facilitate registration of the groundwater head during and after construction. The positioning of packers focused on the containment of possible fracture zones penetrated by the boreholes. Anomalies in the head variation were compared with events during the progress of the underground works.

Different types of single hole hydraulic tests were used to quantify the hydraulic characteristics of the rock. Lugeon and falling head tests were used in the two first campaigns and transient testing during the third campaign. Eleven interference tests were performed during the third campaign to characterize identified fracture zones. In all more than 700 tests in sealed off sections has been performed.

Inverse numerical modelling was used to infer the material properties in the bedrock close to the tunnels. It was found that calculated head was lower than measured, an effect attributed to the redistribution of rock stresses in the close vicinity of the underground constructions. A concieved skin zone, one to two orders of magnitude lower than the bedrock, had to be introduced to match the calculated and measured head. Hydraulic tests in two inclined boreholes close to the planned silo periphery were performed before and after excavation. The results indicated a decrease in mean hydraulic conductivity with a factor 0.2 when compared to the pre-construction conditions.

Conductive fracture frequency, CFF, was calculated from well tests and measured directly from detailed mapping of the tunnel and cavern system. A difference in the order of two was found. The results of the hydraulic testing of the skin zone close to the silo were used to theoretically demonstrate that the findings on CFF could be explained with mechanical conditions in the skin zone. Implied skin zone due to grouting around underground excavations was studied by numerical modelling of measured inflow.

The investigations and analyses performed illustrate that validation of modelling results with head and inflow measurements cannot be performed without taking due consideration to the effects of underground constructions and measures of rock reinforcements on the hydraulic properties. Model calculations with and without a skin zone around the rock caverns in the

repository will yield differences in inflow higher than a factor of two. If no skin zone is introduced, an average hydraulic conductivity lower than the actually measured has to be applied which in turn may give erroneous results in the flow and transport characteristics of the undisturbed bedrock.

REFERENSER

Carlsson, A. 1979. - Characteristic Features of a Superficial Rock Mass in Southern Sweden. - Ph.D. Dissertation, Striae, Vol 11, Uppsala.

Carlsson, L., Winberg, A., Rosander, B. 1983. - Investigations of Hydraulic Properties in Crystalline Rock. - In Scientific Basis for Nuclear Waste Management, Proc. 7th Int. Symposium, Boston.

Carlsson, L., Winberg, A., Arnefors, J. 1986. - Hydraulic Modeling of the Final Repository for Reactor Waste (SFR). Compilation and Conceptualization of Available data. - SKB Progress Report SFR 86-03, Stockholm.

Carlsson, L., Grundfelt, B., Winberg, A. 1986. - Hydraulic Modeling of the Final Repository for Reactor Waste (SFR). Evaluation of the groundwater situation at SFR. - SKB Progress Report SFR 86-07, Stockholm.

Christiansson, R., Bolvede, P. 1987. - Engineering Geology State-of-the-Art, Final Report. - SKB Progress Report SFR 87-03 (in Swedish), Stockholm.

Grundfelt, B., Markström, A., Wiborgh, M., Carlsson, L. 1988. - Swedish Final Repository for Reactor Waste. Part II: Modelling of the groundwater flow conditions around the SFR-facility. - Proc. of Int. Symp on Hydrogeology and Safety of Radioactive and Hazardous-Industrial Waste Disposal, Orleans, June 1988.

Neretnieks, I. 1987. - Channeling Effects in Flow and Transport in Fractured Rocks - Some recent observations and models. - In Proc. from the GEOVAL-87 Symposium, held in Stockholm April 7-9, 1987. Swedish Nuclear Power Inspectorate.

Stille, H., Fredriksson, A., Widing, E., Åhrling, G. 1985. - Rock mechanical calculations. Fem-analysis of silo and connecting tunnels. - Skb progress report sfr 85-05 (in Swedish), Stockholm.

Wickberg, P. 1986. - Groundwater Chemistry at SFR. - SKB Progress Report SFR 86-05 (in Swedish), Stockholm.

Winberg, A., Carlsson, L. 1987. - SFR. Calculation of conductive fracture frequency and description of skin effects around tunnels in the rock cavern area, SFR, Forsmark. - Report in Swedish to SKB June 1987.

ERFARENHETER FRÅN PROGNOSEN AV BRYTNINGSFÖRHÅLLANDEN I NÄSLIDENGRUVAN.

Experiences from a prediction of the mining conditions at the Näsleden Mine.

Torgny Borg, Borg Ingenjörskonsult AB
Gunnar Agmalm, Boliden Mineral AB

Inledning

Vid bergmekanikdagarna 1975 och 1981 presenterades Näsledenprojektet. Ett mål för projektet var att bestämma med vilken noggrannhet som en numerisk modell kan återge en gruvas bergmekaniska beteende och utreda modellernas användningsområden.

Vid bergmekanikdagen 1983 beskrevs hur en modell utnyttjats till att upprätta en prognos av de framtida brytningsförhållandena i Näsledengruvan, Borg och Krau-land (1983). De sista tonnen utvanns ur gruvan i december 1987. I detta föredrag lämnas en redovisning av hur väl modellprognosen stämte mot erfarenheterna i gruvan.

Näsledengruvan.

Vid igensättningsbrytning med horisontell borrhning, brytes malmen ut i 3-7 m höga skivor, fig 1. Malmen i Näsleden blev utbruten från 7 rum. I fig 2 redovisas den layout som förelåg år 1983 då prognosen upprättades. Antalet planerade rum var då 6 st.

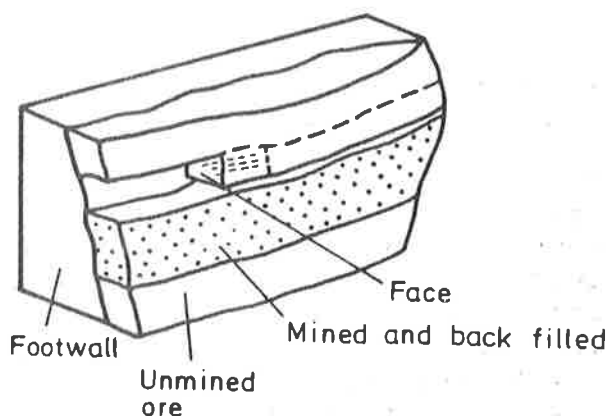


Fig. 1 Igensättningsbrytning med horisontell borrhning.
Cut and fill mining with horizontal drilling.

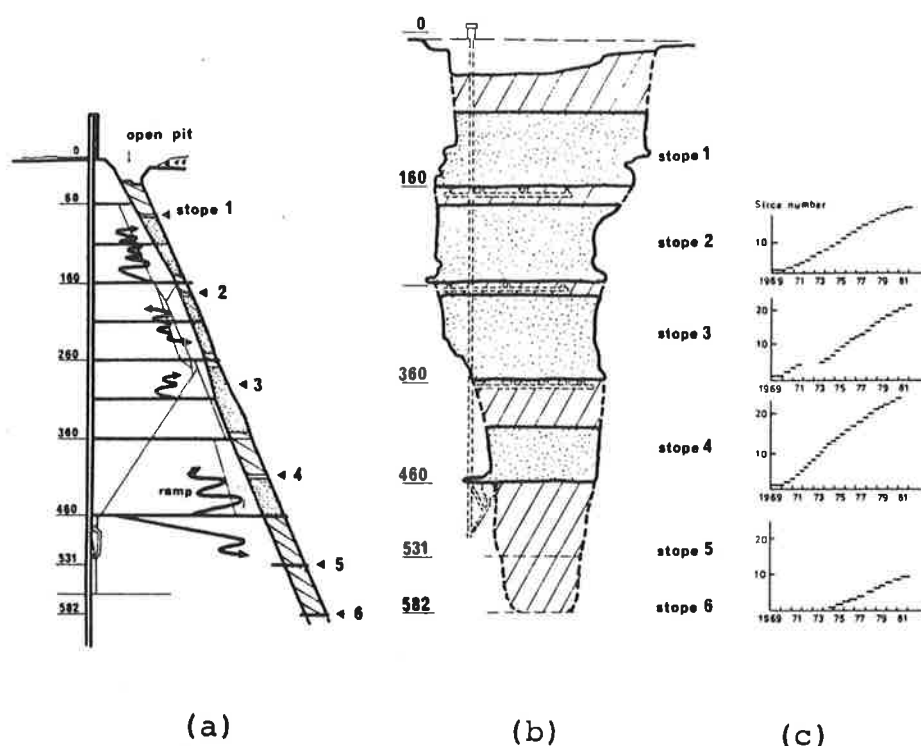


Fig 2 Näsliidengruvan
 a) Tvärsektion
 b) Sektion parallell med malmens strykning
 c) Brytningsföljd

The Näsliiden mine
 a) Cross section
 b) Section along the strike of the ore
 c) Mining sequences

Prognosmodellen

Fig 3 beskriver schematiskt den bergmekaniska situationen i omgivningen av ett brytningsrum. Belastningsnivåerna ovan och under ett brytningsrum ökar efter hand som brytningen fortskrider. När brytningen närmar sig det ovanliggande rummet, kommer den kvarvarande malmen att utgöra en horisontell pelare som blir utsatt för höga belastningsnivåer. När belastningsnivåerna når upp till hållfastheten hos bergmassan kommer brott att inträffa i pelaren eller det omgivande sidoberget. För att beräkna belastningsökningarna utnyttjades en elastisk modell, fig 4. I modellen separerades malm, kontaktzoner och sidoberg. Som brottkriterium utnyttjades töjningskriteriet föreslaget av Stacey (1981). Ett exempel på utbredningen av dragtöjningar runt ett brytningsrum redovisas i fig 5.

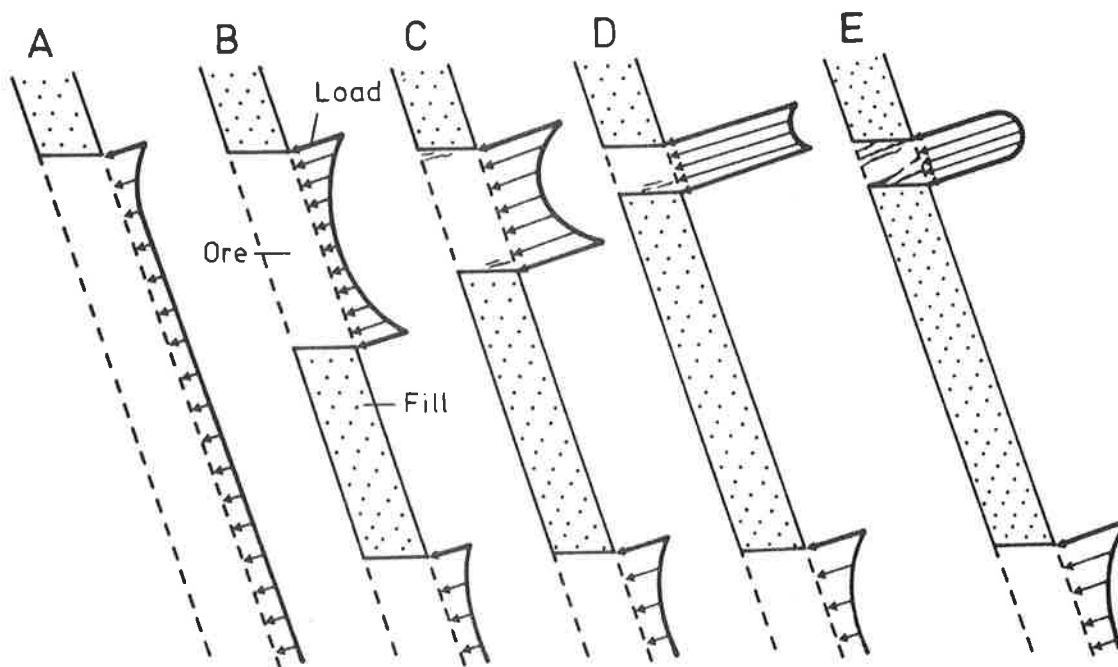


Fig 3 Belastningsökning vid igensättningsbrytning.

Increase in loading due to progressive cut and fill mining.

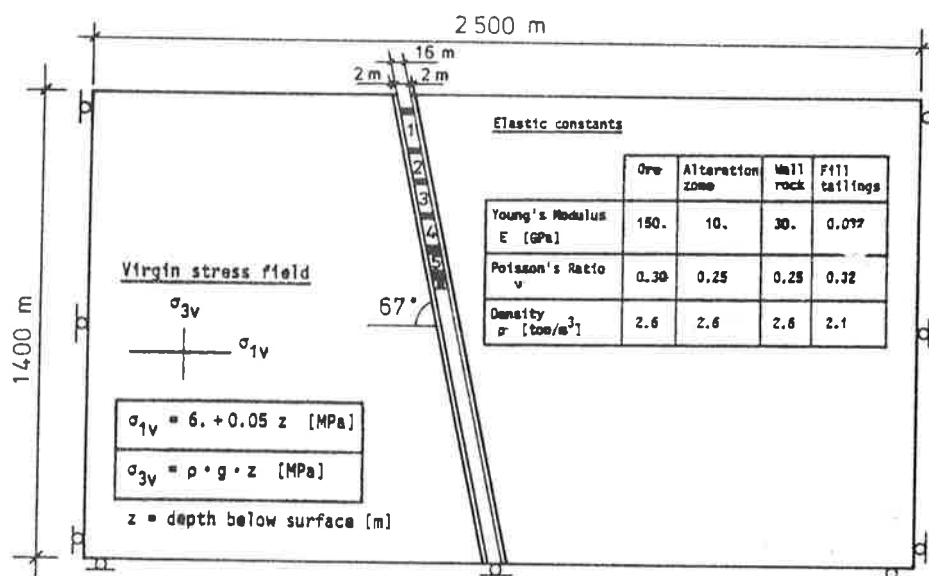
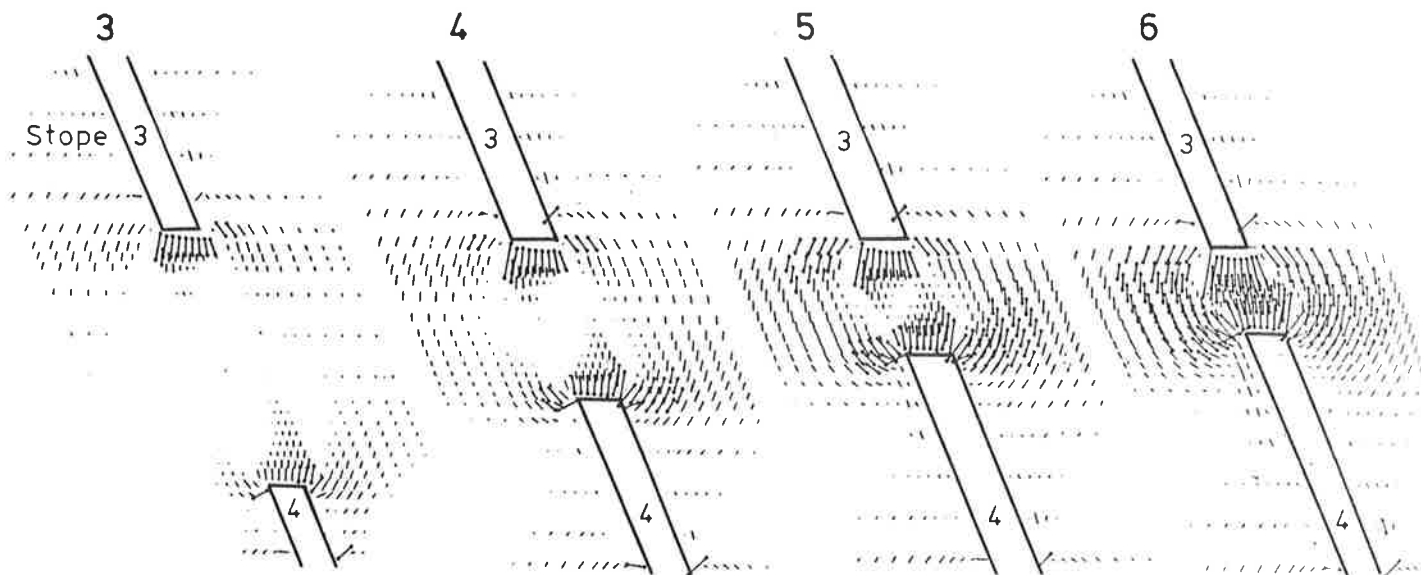


Fig 4. Finit elementmodell av Näsliidengruvan.

Finite element model of the Näsliiden Mine.

Sequence



LEGEND

Comments

Condition

Symbol

$$Q = \epsilon_3 / \epsilon_{3c}$$

$$0.0 < Q < 1.0$$

—

$$\epsilon_{3c} = 150 \mu s$$

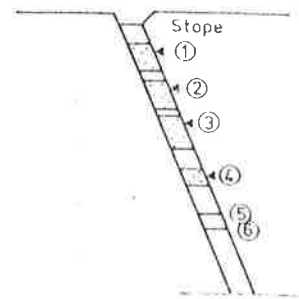
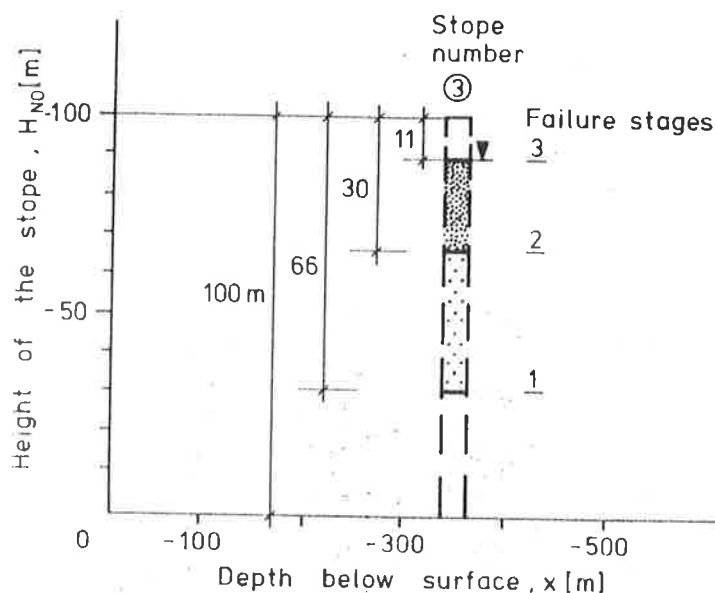
$$Q \geq 1.0$$



Fig 5. Prognos av kritiska dragtöjningar,
i Näslidengruvan, rum 3-4, sekvenser 3-6.

Prediction of critical extension strains
,Näsliden mine, stope 3-4, sequences 3-6.

Med ledning av erfarenheterna från det tidigt utbrutna rum 3, bestämdes 3 kritiska brytningsstadier, fig 6. Överst i fig 7 redovisas den punkt Q , i modellen där de maximala dragtöjningarna uppträder. I den undre delen av figuren redovisas utvecklingen av dragtöjningarna ϵ_3 , för punkt Q , som funktion av höjden på kvarvarande malm H . Genom att jämföra brytningsnivån vid de 3 brottstadierna med de beräknade töjningarna i punkt Q , kan man bestämma de 3 kritiska töjningsnivåerna. De bestämda kritiska töjningsvärdena utnyttjades till att upprätta en prognos för brytningsrummen, fig 8. De smala staplarna visar när de beräknade brottstadierna inträffar. De breda staplarna visar observationerna i gruvan, fram till tidpunkten för gruvans nedläggning. Brytningen på rum 6 kom i verkligheten att påbörjas 20. m ovanför vad som var planerat då prognosen upprättades. Dessutom har brytningsrum 7 tillkommit.



LEGEND

Failure stages

- 1 Roof level at onset brittle fracture
- 2 Roof level at onset of rock fall
- 3 Roof level at ultimate roof failure
- ▼ Termination of cut and fill mining

Fig 6 Brottstadier för rum 3 i Näslidengruvan.
Failure stages in stope 3 of the Näsliden mine.

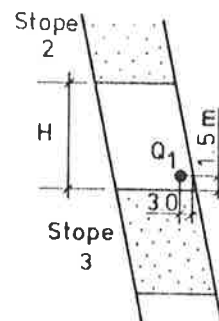
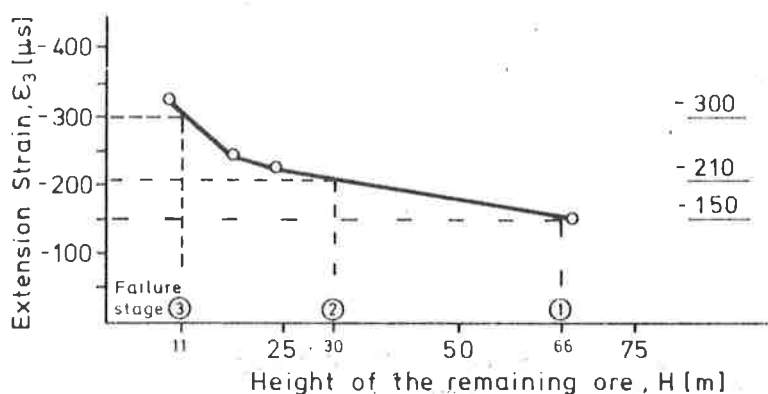


Fig 7. Bestämning av kritiska töjningsvärden för malmen. Kalibrering av töjningarna i modellen mot brottstadierna 1, 2 och 3 i rum 3.
Determination of the critical extension strain values in the ore. Calibration of the extension strains in the model of point Q₁ against failure stages 1, 2 and 3 in stope 3.

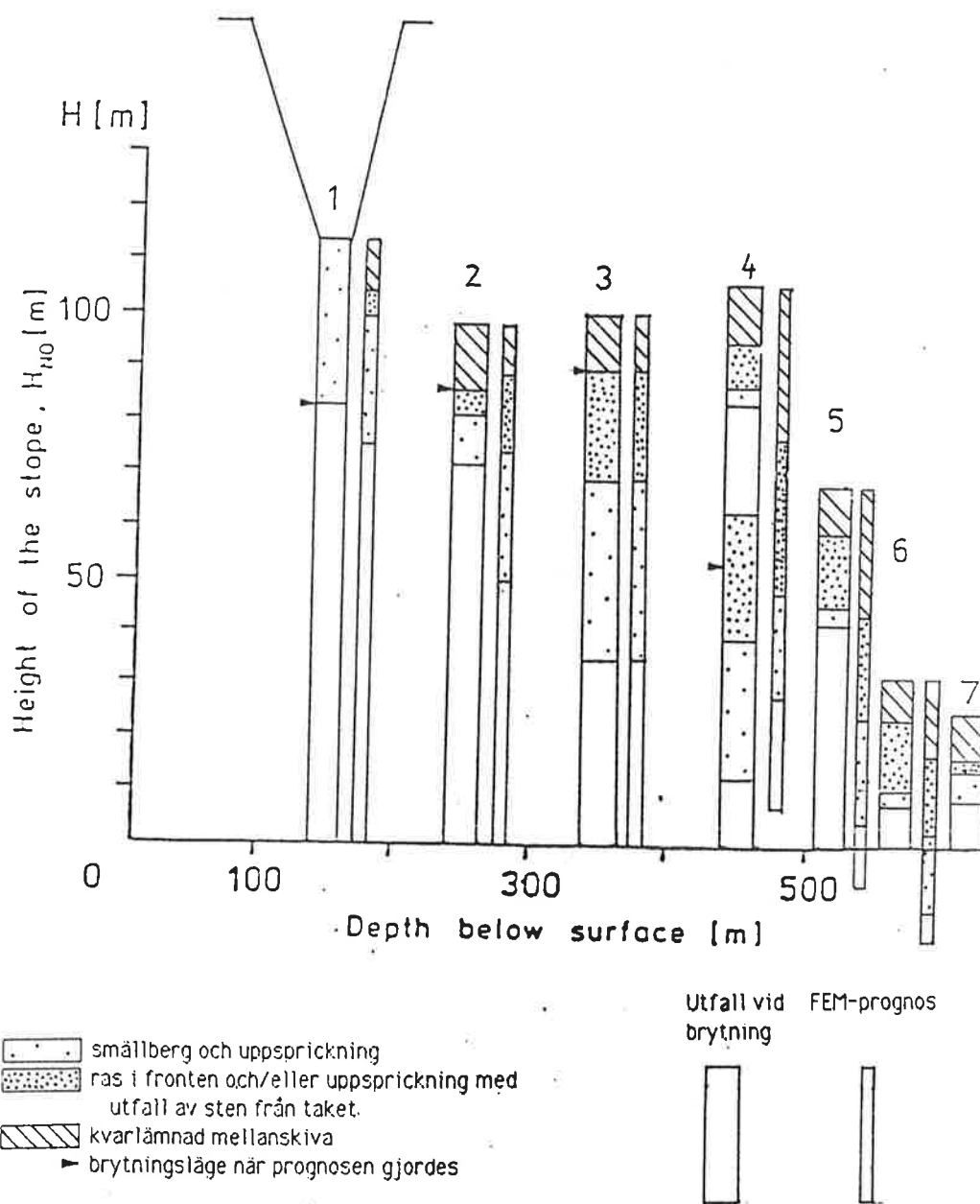


Fig 8. Prognos av takras i rum 1-7 för Näsliden-gruvan. Modellprognos - tunna staplar, Brottobservationer - breda staplar.

Prediction of roof failures in stopes 1-7 at the Näsliden Mine. Model predictions - thin staples, failure observations - wide staples.

Jämförelser mellan prognos och utfall.

Följande kommentarer kan lämnas till jämförelsen mellan prognos och utfall i fig. 8 .

- Rum 1. Smällberg började uppträda ungefär där prognosen förutsade men sedan har brytningen kunnat fortgå utan den ökning av problemen som prognosen förutspådde .De översta 12. m kabelbultades innan skivan bröts ut med Rill Mining .Både införandet av kabelbultning och Rill Mining innebar väsentliga avsteg från prognosförutsättningarna eftersom prognosen baserades på traditionell igensättningsbrytning och kamjärnsbultning.
- Rum 2. Prognosen förutspådde att problemen skulle börja tidigare än de verkligen kom.De allvarligaste störningarna kom dock ungefär där prognosen förutsade och brytningen stoppades efter ett stort ras strax innan det var stopp enligt prognosen .
- Rum 3. Prognosen kalibrerades mot detta rum.
- Rum 4. I detta rum uppträdde de största skillnaderna mellan prognos och verkligt utfall .Problemen uppstod som förutsagt .Efter ett hängväggsbrott minskade emellertid problemen och brytningen kunde fortsätta betydligt längre än vad som prognosen förutsagt.Sista skivorna var kabelbultade och det är troligt att kabelbultningen gjort det möjligt att bryta någon skiva mer än om det inte varit kabelbultat.
- Rum 5. Problemen för brytningen kom senare än förutsagt .Detta kan delvis förklaras av att rum 6 blev lägre än planerat.
- Rum 6. God överensstämmelse mellan modell och verklighet om man tar hänsyn till att rummet öppnades 20. m ovanför vad som var planerat.
- Rum 7. Ej beräknat i modellen .

Avvikelser mellan prognos och verkligt utfall.

Jämförelsen mellan prognosen och utfallet visar att för rum 4 och 5 har brytningen gått att driva längre än vad prognosen förutsagt. Speciellt stora skillnader har uppstått för rum 4. Redan tidigt uppstod där problem. Efter ett hängväggsbrott minskade emellertid problemen. Det finns geologiska och geometriska förklaringar till varför rasen uppstod, som skölar och flack stupning av hängväggen. En möjlig förklaring till att problemen senare minskade är att spänningsomlagringarna som skedde i samband med raset ledde till en spänningsavlastning av de efterföljande skivorna.

I Näsliden finns en kloritzon i delar av liggväggen, på etagerna 1-3. Det har visat sig att kloriten har en stor inverkan på de brottmekanismer som uppträder. Vid närvaro av mjuka kloritzoner i kontakterna har brott i form av instansning i sidoberget uppträtt. I prognosmodellen har vi enbart beaktat brott i malmen.

I fig 9 visas en jämförelse av hur spänningen stiger i brytningsrummets tak respektive mitt i den återstående mellanskivan. I prognosen utnyttjades punkten i taket, men det är troligt att spänningarna mitt i mellanskivan har en stor betydelse i slutbrytningsstadiet. Det har varit möjligt att fortsätta brytningen även om hållfastheten överskridits i partierna ovan taket. Blir däremot spänningarna i hela mellanskivan högre än hållfastheten, har man i Näsliden inte kunnat fortsätta brytningen. Att spänningen i hela mellanskivan är avgörande bekräftas av händelseutvecklingen på rum 7.

Där kunde man driva brytningen så långt att hela mellanskivan bröts sönder och fyll från rum 6 föll ner.

Jämförelser mellan prognos och utfall.

Följande kommentarer kan lämnas till jämförelsen mellan prognos och utfall i fig. 8 .

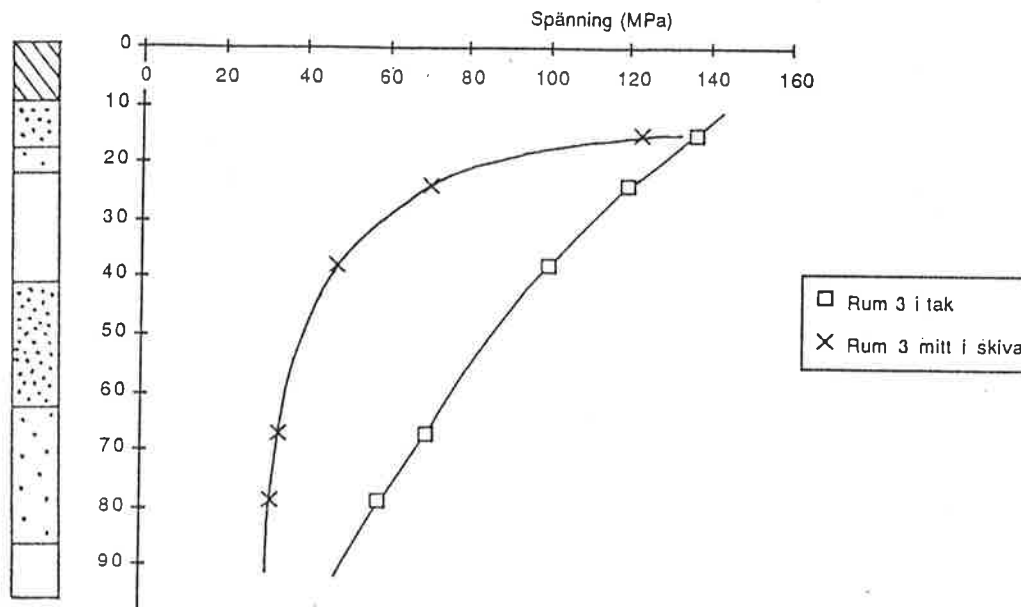
- Rum 1. Smällberg började uppträda ungefär där prognosen förutsade men sedan har brytningen kunnat fortgå utan den ökning av problemen som prognosen förutspådde .De översta 12. m kabelbultades innan skivan bröts ut med Rill Mining .Både införandet av kabelbultning och Rill Mining innebar väsentliga avsteg från prognosförutsättningarna eftersom prognosen baserades på traditionell igensättningsbrytning och kamjärnsbultning.
- Rum 2. Prognosen förutspådde att problemen skulle börja tidigare än de verkligen kom.De allvarligaste störningarna kom dock ungefär där prognosen förutsade och brytningen stoppades efter ett stort ras strax innan det var stopp enligt prognosen .
- Rum 3. Prognosen kalibrerades mot detta rum.
- Rum 4. I detta rum uppträdde de största skillnaderna mellan prognos och verkligt utfall .Problemen uppstod som förutsagt .Efter ett hängväggsbrott minskade emellertid problemen och brytningen kunde fortsätta betydligt längre än vad som prognosen förutsagt.Sista skivorna var kabelbultade och det är troligt att kabelbultningen gjort det möjligt att bryta någon skiva mer än om det inte varit kabelbultat.
- Rum 5. Problemen för brytningen kom senare än förutsagt .Detta kan delvis förklaras av att rum 6 blev lägre än planerat.
- Rum 6. God överensstämmelse mellan modell och verklighet om man tar hänsyn till att rummet öppnades 20. m ovanför vad som var planerat.
- Rum 7. Ej beräknat i modellen .

Avvikelser mellan prognos och verkligt utfall.

Jämförelsen mellan prognosen och utfallet visar att för rum 4 och 5 har brytningen gått att driva längre än vad prognosen förutsagt. Speciellt stora skillnader har uppstått för rum 4. Redan tidigt uppstod där problem. Efter ett hängväggsbrott minskade emellertid problemen. Det finns geologiska och geometriska förklaringar till varför rasen uppstod, som skölar och flack stupning av hängväggen. En möjlig förklaring till att problemen senare minskade är att spänningsomlagringarna som skedde i samband med raset ledde till en spänningsavlastning av de efterföljande skivorna.

I Näsliden finns en kloritzon i delar av liggväggen, på etagerna 1-3. Det har visat sig att kloriten har en stor inverkan på de brottmekanismer som uppträder. Vid närvaro av mjuka kloritzoner i kontakterna har brott i form av instansning i sidoberget uppträtt. I prognosmodellen har vi enbart beaktat brott i malmen.

I fig 9 visas en jämförelse av hur spänningen stiger i brytningsrummets tak respektive mitt i den återstående mellanskivan. I prognosen utnyttjades punkten i taket, men det är troligt att spänningarna mitt i mellanskivan har en stor betydelse i slutbrytningsstadiet. Det har varit möjligt att fortsätta brytningen även om hållfastheten överskridits i partierna ovan taket. Blir däremot spänningarna i hela mellanskivan högre än hållfastheten, har man i Näsliden inte kunnat fortsätta brytningen. Att spänningen i hela mellanskivan är avgörande bekräftas av händelseutvecklingen på rum 7. Där kunde man driva brytningen så långt att hela mellanskivan bröts sönder och fyll från rum 6 föll ner.



Höjd av kvarstående
malm (m)

Fig 9. Spänningsutveckling för en punkt i rumstaket, □
respektive en punkt mitt i mellanskivan, X .

Development of stresses for a reference point in
the roof , □ and for a point in the middle of the
remaining orebody , X .

I slutskedet när hela mellanskivan är högt belastad kan
den betraktas som en horisontell pelare och pelarhåll-
fastheten kan uttryckas enligt ,Obert,Duvall(1967);

$$\sigma_H = \sigma_0 [0.78 + 0.22(\frac{W}{H})]$$

Där: σ_H : pelarhållfasthet då $\frac{W}{H} \neq 1$

σ_0 : pelarhållfasthet då $\frac{W}{H} = 1$

W : pelarens bredd

H : pelarens höjd

Från Fem-beräkningarna känner vi mellanskivornas medelspänning vid olika W/H. Genom att kalibrera hållfastheten mot rum 3 kan σ_0 bestämmas och en modifierad prognos kan upprättas. Den nya metodiken gäller för brottstadie 3, d.v.s det stadiet då problemen blivit så allvarliga att brytningen stoppats. För brottstadie 1 och 2 användes samma prognosmetodik som tidigare, där spänningen närmast taket kan utnyttjas. I fig 10 visas en jämförelse med den förra prognosen. Vi finner att med den nya metodiken går det bättre att förutsäga det skede då problemen blivit så allvarliga att brytningen i Näslidengruvan har stoppats.

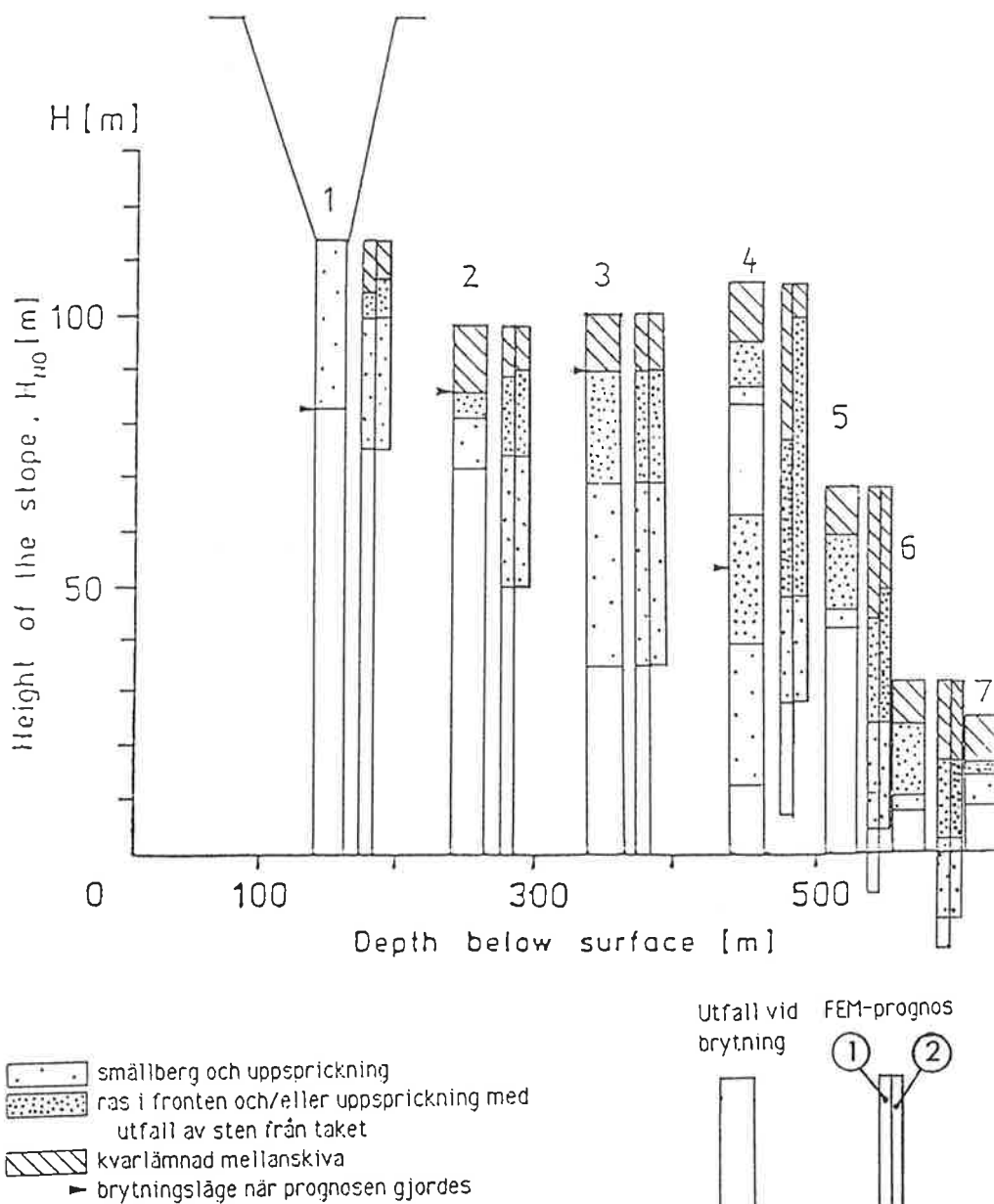


Fig 10. Jämförelse mellan den tidigare, 1, och den modifierade prognosen, 2.

A comparison between the first, 1 and the modified prediction, 2.

Bergmassans hållfasthet

Metodiken att kalibrera modellen mot brottobservationer i gruvan ,ger en möjlighet att kvantifiera hållfastheten hos bergmassan.

I tabell 1 redovisas en sammanställning av vid vilka spänningsnivåer som brott i bergmassan observerats i Näsliden .Genom att utnyttja en liknande metodik på flera gruvor,tillsammans med en geologisk och bergmekanisk beskrivning av berget ,kan en erfarenhetsbank med hållfasthetsvärden upprättas.

Berg	Plats för bedömning	Grund för spänningsbedömning	Typ av brott	Berg-hållfasthet (MPa)
Malm	Rum 3	Spänningsmätning i taket	Smällberg och uppsprickning av intakt berg	70
Malm	Rum 1 - 6	FEM, en punkt i taket	Smällberg och uppsprickning av intakt berg	82
Malm	Rum 1 - 6	FEM, en punkt i taket	Ras i fronten och/eller uppsprickning med utfall av sten från taket	95
Malm	Rum 1- 6	FEM, en punkt i taket	Så allvarliga problem att brytningen stoppats	121
Malm	Rum 1 - 6	FEM, medelspänning över hela mellan-skivan	Så allvarliga problem att brytningen stoppats	115 *
Kontakt zon	Rum 3	Spänningsmätning i taket	Uppsprickning i liggväggen på grund av instansning	40 - 50
Sidoberg	Fältorter på 160,260 och 360 m nivå	FEM	Smällberg och uppsprickning	82

* enaxiell tryckhållfasthet har beräknats med
 $\frac{W}{H} = 1/3$

Tabell 1. Hållfasthetsvärden för bergmassan i Näsliden.

Strengthdata for the rockmass at Näsliden.

Slutsatser.

Ur tillämpningssynpunkt drages följande slutsatser;

Prognosmodellen är ett verktyg som kan utnyttjas till undersöka lämpliga brytningsmetoder, bedömma hur stort tonnage som kan brytas i olika rum, bedömma brytningskostnader, planera tillredningen och fasta anläggningar.

Från erfarenheterna i Näsliden har vi funnit att prognosmodellen kan vidarutvecklas i följande avseende;

- För prognoser av slutbrytningsskedet skall pelarbrott beaktas.
- Hårdmalm- respektive mjukmalmpartierna skall behandlas separat.
- En erfarenhetsbank med hållfasthetsdata kan skapas genom att utnyttja metoden med tillbakaräkning mot brottobservationer på flera gruvor.
- För undersökning av brottmekanismer och förstärkningsåtgärder mm. finns ett behov av brottmodeller, vilka kan simulera de spänningsomlagringar som sker i tak och pelare.
Sprickmodellen som testats i Näslidenprojektet Goodman(1976), Groth, Jonasson(1981), Barton(1981) och Krauland, Nilsson(1981) är en kandidat vid sådana modellanalyser.

Referenser.

- 1 Borg T, Krauland N, 1983. Stabilitetsprognos för Näsliden-gruvan. Bergmekanikdagen år 1983.
- 2 Stacey T.R, 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. Int. Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and geomechanics. Abstract(18), 6, 469-474.
- 3 Obert and Duvall, 1967. Rock Mechanics and the design of structures in rock. Wiley & Sons, New York. 650 p.
- 4 Goodman, R.E, 1976. Methods of geological engineering in discontinuous rock. West Publishing Co., Saint Paul Minnesota, 472 p.
- 5 Groth T., Jonasson P., 1981. Application of the Befem code to the Näsliden Mine models. In Stephansson, O., Jones M.J., (Eds) Proceeding of the conference on the application of rock mechanics to cut and fill mining. Luleå, june 1-3, 1980. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981. 376 p.
- 6 Barton N., 1981. Estimation of in-situ joint properties, Näsliden Mine. In (5). pp 186-192.
- 7 Krauland N., Nilsson G., Jonasson P., 1981. Comparisons of rock mechanics observation and measurements with Fem calculations. In (5). pp 250-260.

SUMMARY

The aim of the Näsleden project was to determine the degree of agreement of FE-models with mine behaviour and to establish the suitability of such models as a planning tool in mining.

A prediction of rock failures at the Näsleden mine was calculated in 1982. The prediction was based on a backcalculation with use of an elastic model and failure observations in the mine.

The Näsleden mine was finally shut down in december 1987. A comparison of the prediction and the experiences in the mine has showed;

- The prediction of the failures was within about 2 slices for two of the seven stopes.
- The achieved ore recovery has been considerably higher than the predicted in two of the stopes.
- The rock behaviour in the soft rock part of the mine , with chlorite in the footwall , deviated considerably from the behaviour in the hard rock part of the mine.
- In one of the stopes a hangingwall failure occurred in a rather early stage of mining. However, the problems for the following slices were less than predicted. The failure was influenced of a particular flat dipping hangingwall and weak contacts between the ore and the siderock.

From practical mining point of view the following conclusions are drawn;

- The regional prediction model is a tool which can be used for investigations of suitable mining methods and to quantify at which stages of mining adjustments of the mining methods and/or stability measures is to be needed.

From the experiences it is concluded that the prediction models can be further developed in the following ways;

- The prediction of the ultimate stage of mining ought to consider pillar failures as a complement to progressive roof failures.
- The soft rock and the hard rock parts of the mine ought to be modelled separately.

For investigations of failure mechanisms and stability measures there is a need for more advanced models and more accurate input data .The joint element model which was tested in the Näsleden project is one candidate for more detailed modelling work.

The method of backcalculation can be used to estimate the fullscale strength properties of rock. By backcalculation of interesting mining cases in Sweden a data base with full scale rockproperties can be created.

PREDICTION OF JOINT GEOMETRICAL PROPERTIES AND POSSIBLE APPLICATION AREAS

James I. Mathis, Avdelning för Bergmekanik, Högskolan i Luleå

INTRODUCTION

The inclusion of fracture systems in a rock mass when designing a opening in a fractured rock mass has long been the dream of progressive ground control engineers. Many pioneers in the field of rock mechanics have attempted to describe fracture systems in such a manner that they can be utilized for design purposes. A certain amount of progress has been made and fracture system descriptions have been used with varying degrees of success for stability analysis, mainly in rock slope designs.

A certain amount of resistance has been noted regarding fracture network modelling's use in rock mechanics. Questions have been raised as to whether jointing influences the stability of the rock mass, as well as if two-dimensional network models accurately reflect the jointing. In addition, stability analyses must be conducted statistically if joint properties are to be included. This is foreign to most mining engineers who are accustomed to factors of safety.

These questions may be answered in the following manner. Jointing almost certainly affects stability conditions in shallow underground openings and is the dominant factor causing instability in surface excavations in jointed rock. Two dimensional models have given way to three dimensional models which more accurately model reality. Whether these are entirely correct is doubtful, but they represent a step forward in model development and there is evidence that they describe most rock masses adequately for engineering purposes. The use of statistical analyses is thus the only real obstacle that must be overcome, and whether this is truly an obstacle is questionable. Statistical analysis gives a much better picture of the overall stability situation and the risks involved which are hidden in safety factor analysis.

This paper describes the general parameters needed for fracture modelling as well as the distributions which are generally used to model them, a short description of data collection techniques, an example of a three dimensional fracture model constructed by the author, the attempts to verify this general model, and possible uses of the model in the field of rock mechanics.

SPATIAL CHARACTERISTICS

Joint spatial characteristics are those properties which describe the geometry of the joint system in space. These are traditionally joint orientation, length, and spacing. These parameters will be complemented in this paper by three additional parameters; joint trace center density, joint center density, and joint shape.

Joint orientation

Several distributions have been used to model joint orientations. A list of these, taken from (Grossmann, 1985) is given below, those interested in more details should refer to (Grossman, 1985) or (Einstein et. al, 1979).

Isotropic models:

Isotropic models, being symmetric, are limited in scope. Some of the more common models are:

Arnold distribution:

$$f(\omega, \varepsilon) = \frac{K_A}{4\pi(e^{K_A} - 1)} e^{K_A \cos \varepsilon} \quad (1)$$

where: K_A = dispersion parameter

ω = longitude of the joint attitude in a spherical coordinate system whose revolution axis is normal to the mean attitude of the fracture set

ε = colatitude of the joint attitude

$f(\omega, \varepsilon)$ = probability density function of ω, ε

Fisher distribution (spherical normal distribution):

$$f(\omega, \varepsilon) = \frac{K_C}{4\pi \sinh K_C} e^{K_C \cos \varepsilon} \quad (2)$$

where: K_C = dispersion parameter

Bingham distribution:

$$f(\omega, \varepsilon) = \frac{1}{4\pi M(1/2; 3/2; K_B)} e^{K_B \cos^2 \varepsilon} \quad (3)$$

where: K_B = dispersion parameter

$M(1/2; 3/2; K_B)$ = Kummer's confluent hypergeometric coefficient

Bivariate models:

Bivariate variations of the above mentioned models exist and are described in the above mentioned references. These distributions, being bivariate, are more flexible and can be used to more closely model the true orientation distribution. One of the bivariate distributions which shows promise and has recently become relatively popular is the bivariate normal distribution on the tangent plane to the sphere (Grossmann, 1985). Use of this distribution requires that points on the hemisphere are projected onto a tangent plane through the mean attitude. The orientation points are thus located on a plane instead of on a sphere and the statistics become correspondingly simpler. The deviation parameters become:

$$\sigma_M = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2) + W}{2(N-1)} \quad (4)$$

$$\sigma_m = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2) - W}{2(N-1)} \quad (5)$$

where: σ_M = maximum standard deviation

σ_m

= minimum standard deviation

x_i, y_i

= x; y coordinates of observation i

$$W = \left[\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2) + 4 \left[\sum_{i=1}^N (x_i y_i) \right]^2 \right]^{1/2} \quad (6)$$

The bivariate normal distribution on the tangent plane to the sphere has an elliptical shape on the tangent plane. It does not, however, need to be symmetrical about the x and y axis. The major axis of the ellipse is rotated from the x axis by an angle ω described below.

$$\omega = \frac{1}{2} \arctan \frac{\sum_{i=1}^N (x_i y_i)}{\sum_{i=1}^N (x_i^2 - y_i^2)} \quad (7)$$

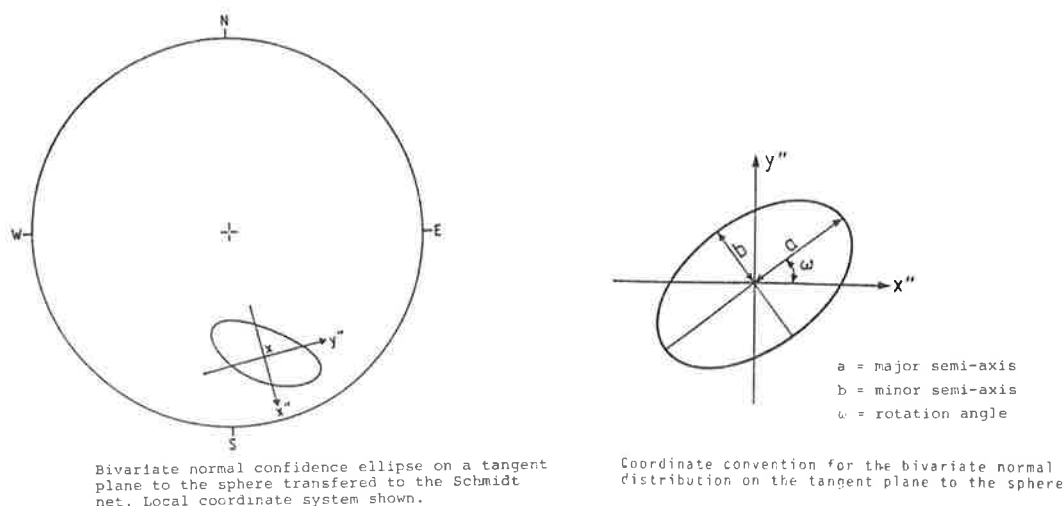


Figure 1: The bivariate normal distribution on the tangent plane to the sphere

This angle, along with the maximum and minimum standard deviation, can be used to describe the orientation distribution on the tangent plane. The results are then transferred back to the hemisphere for visual presentation. Figure 1 illustrates the appearance of the confidence ellipse formed by the distribution both on the tangent plane and on a Schmidt net.

Joint length

Joint length is more correctly called joint trace length. The trace length is the length of the line created by the two dimensional joint intercepting the mapping plane. As such, a joint trace length distribution is a complex distribution of joint shape, a joint size function, and the orientation of the structure and mapping plane.

Attempts have been made to describe the trace length distribution with standard, "off the shelf" distributions without regard to the factors controlling the trace length. The most common of these are the negative exponential and log normal distributions, with the gamma distribution being used in certain cases.

Negative exponential:

$$f(L) = \frac{L}{\mu} e^{-\frac{L}{\mu}} \quad (8)$$

where: L = joint trace length
 μ = expected joint trace length
 $f(L)$ = probability density function of L

Log normal:

$$f(L) = \frac{1}{L\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(L) - \alpha)^2}{2\beta^2}} \quad (9)$$

where: β = variance of the logarithms of the length
 α = mean of the logarithms of the length

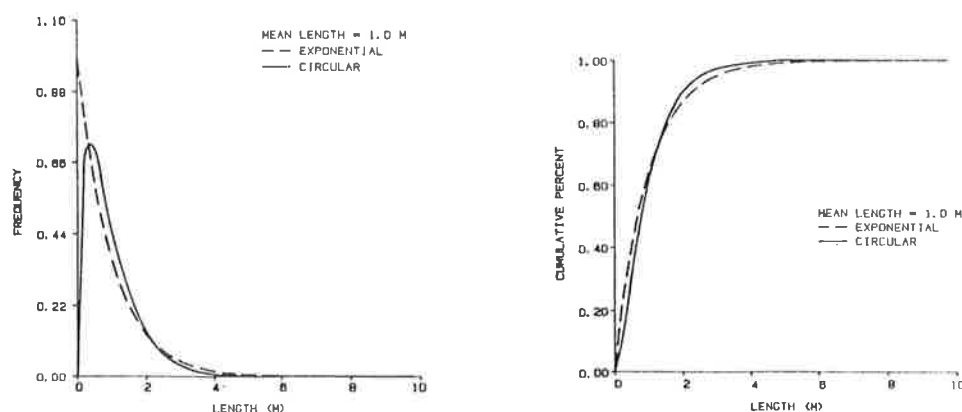
A third distribution which is derived from the intersection of circular discs with exponentially distributed radii with a plane is as follows (Mathis, 1987):

$$f(L|\bar{r}) = \frac{1}{2\bar{r}^2} \int_{L/2}^{\infty} (4r^2 - L^2)^{0.5} e^{-r/\bar{r}} \bar{r} dr \quad (10)$$

where: $\bar{r}$ = mean joint radius

Alternative distributions, besides the gamma distribution, are the Bessel distribution and the family of extreme value distributions.

A comparison of the negative exponential trace length distribution (eq. 8) and the trace length distribution created by the intersection of exponentially distributed joint radii (eq. 10) is given in Figure 2.



probability density function

distribution function

Figure 2: Comparison of trace length distributions.
 Eq. 8 = exponential and eq. 10 = circular

Joint spacing

Joint spacing is generally described as the distance between joint planes along the normal to the joint plane orientation. It is a rather strange parameter similar to joint trace length as it is a relic of two dimensional (or one dimensional) mapping. In three dimensions it is a function of the joint center density, the equivalent joint radius distribution, and the orientation distribution. It is a useful parameter for calculations which is often collected in the field. Joint spacings are generally considered to be negative exponentially distributed (eq. 8) however log normal distributions (eq. 9) are relatively common and normal distributions have been suggested for certain sedimentary sequences.

Joint trace center density

The joint trace center density is the number of joint trace centers per unit area (Figure 3a). In most cases it is considered to be the result of a Poisson process which allows the negative exponential distribution to be assumed. It can be directly coupled to the volume center density through the orientation distribution, joint equivalent radius distribution and the orientation of the observation plane. The joint center density can be calculated from the apparent spacing of a joint set on an observation plane.

Joint center density

Joint center density is the number of joint centers per unit volume of material (Figure 3b). It is also generally assumed to be a random process. The connection between the trace center density and the volume center density can be expressed as:

$$\lambda_A = \lambda_V \bar{J} f(\theta, \phi, P) \quad (11)$$

where: λ_A = joint trace center density

λ_V = joint center density

$f(\theta, \phi, P)$ = function of the joint orientation distribution and the orientation of the observation plane

$\bar{J}$ = expected joint diameter



Figure 3a: Joint trace center density

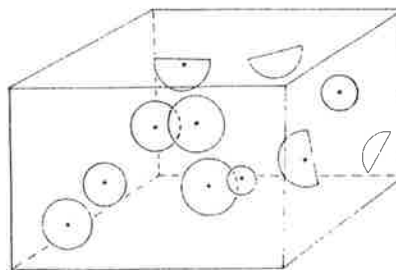


Figure 3b: Joint center density

Joint shape

Joint shape is still somewhat of a mystery. In present models joints are assumed to either circular or polyhedral in form. Little regard is taken to the shape bias which may be introduced if joints are preferentially irregular, i.e. elliptical. This factor can strongly influence all of the above mentioned parameters. Circular joints are generally assumed to have radii which are either exponentially or log normally distributed. These can be obtained by substituting the appropriate parameters into (eqs. 8,9).

DATA COLLECTION

Data is generally collected using one or two dimensional mapping techniques. These are, in general, scanline and cell mapping. Drillhole data can be considered to be data collected from a special case of line mapping.

Scanline mapping

Scanline mapping is a line mapping technique. This means that a fracture must intersect the mapping line to be included in the sample. Due to the limited extent of most mapping surfaces the so called semi-trace length of the joint is often recorded (Priest and Hudson, 1981). This is the length of the fracture on one side of the mapping line. In addition to the joint semi-trace length, the orientation of the fracture and the point of intersection of the fracture with the line are recorded. A truncation length (the shortest trace length that will be measured) is determined prior to mapping. This is utilized later to simplify data reduction processes. A schematic representation of scanline mapping is given in Figure 4a.

Cell mapping

Cell mapping is a form of area mapping. This means that instead of a line interception criteria used for scanline mapping, an area interception criteria is imposed. Orientation values are collected as for line mapping. Length data collection can, however, vary. Techniques similar to the semi-trace length method described above can be used or other methods based on the distribution of the joint trace center density (Kulatilake, 1984) may be applied. In either case the joint spacing must be calculated from the joint trace center density in connection with the trace length distribution. If spacing is to be calculated directly a line intersection criteria must be imposed (Figure 4b).



Figure 4a: Scanline mapping Figure 4b: cell mapping

DATA REDUCTION

The reduction of field data to a form which can be utilized in model creation is a branch of the modelling process which will not be covered in detail within this article. However, a list of some of the biases which should be considered in reducing the data are given below.

Orientation

Orientation bias. Fractures which are subparallel to the mapping surface have a lower probability of intersecting the surface than fractures which are perpendicular to the surface.

Trace length

Several trace length biases exist. These are:

- 1) Size bias. Longer joints have a greater probability of being sampled than short joints.
- 2) Truncation bias. Joint trace lengths below a known cutoff length are not recorded.
- 3) Censoring bias. Joints whose ends cannot be seen provide only a lower bound estimate of their true trace lengths.

Spacing

Spacing is essentially a scalar quantity obtained from a vector. It is dependent upon the orientation of the vector. Thus a spacing bias is present which is dependent upon the orientation of the mapping surface, the orientation distribution, the joint center density, and the joint size distribution. If some joint shape factor is also present, then the spacing is affected by the shape factor as well.

Joint trace center density

As can be seen from (eq. 11) a bias due to the mapping surface orientation acting on the joint set orientation is present in the joint trace center density obtained from the field.

Joint shape

If joints are assumed circular when they are in fact systematically assymetric, the joint equivalent radius and shape derived from the trace length distribution will be biased. This will, in turn, affect any of the distributions which are based on the joint radius distribution.

MODEL CONSTRUCTION

The model which will be described here is based upon distributions and parameters described either in this paper or in (Mathis, 1987). As such the distributional forms are the choice of the author and may be altered to whatever form the user may desire. The methodology is what is to be emphasized here, not the distributions.

The joint spatial parameters which are utilized in the model were collected in the Forsmark SFR low level nuclear waste repository located near Forsmark, Sweden. Mapping was conducted using both a cell mapping technique developed by the author (Mathis, 1987) and standard scanline mapping techniques. An example of the reduced data from cell mapping is given in Table 1. The following distributions were utilized in the model:

Orientation: bivariate normal on the tangent plane
to the sphere
Trace length: distribution free estimation
Spacing: negative exponential
Trace center density: Poisson
Joint center density: Poisson
Joint shape: circular joints, negative exponential
distribution of radii

PLANE SECTION ANALYSIS

INPUT FILES: CBYD, CMRD.

ROCK TYPES: GM GP

SET NO.	DIP DIRECTION	DIP	NO.	SIGMA MAX	SIGMA MIN	OMEGA	MEAN LENGTH	ST.DEV	MEAN 3D JCD	ST.DEV	FIELD 3D JCD	MEAN SPACING	FIELD SPACING	PROB. OF OCCURRENCE
1.	297.01	85.58	367.	.2402E+00	.1666E+00	124.544	1.083	.445	4.343	3.346	6.569	.320	.211	.950
2.	57.40	82.50	270.	.1598E+00	.1157E+00	85.159	.872	.354	3.836	1.536	4.561	.548	.461	.850
3.	281.54	5.23	125.	.1124E-01	.7706E-02	4.337	.465	.153	4.538	2.341	7.747	1.620	.949	.550
4.	29.32	68.62	67.	.9628E-01	.6925E-01	136.433	1.373	.422	1.506	.438	2.654	.557	.316	.400

NOTE: * INDICATES THAT ONLY ONE CELL CONTAINED THE JOINT SET

Table 1: Example of reduced cell mapping data from test site

MODEL VERIFICATION

The statistical estimates of the joint characteristics from the two mapping types compared favorably as can be seen in Table 2. These results were then compared with data collected in connection with reinforcement work in the 60m high by 30m in diameter rock silo excavated in the vicinity of the mapping area. These results are shown in Table 3. As can be seen the orientation estimates were adequate but the trace length estimates provided by joint mapping did not agree with those obtained in the silo. However, this difference can likely be explained by the mapping method used in the silo (Mathis, 1987). Joint spacings for the individual fracture groups could not be compared in the silo due to the mapping method used by the contractor. It was thus decided to compare the model spacings with reality by using drillhole RQD's. This would be a valid comparison for directional fracture frequency created by the interaction of modelled joint sets. This comparison is shown in Tables 4a,b. The lack of agreement between the model and drillhole values from the vertical holes is likely due to subvertical fractures splitting the core and reducing the RQD. Thus the theoretical RQD is considerably higher than that recorded for the drillhole, even though the model and drillhole may agree well. It was therefore concluded that the model compared rather well with reality, given the values that were available for comparison and their associated internal uncertainties.

	Non-weighted			Weighted*	
	No.	Mean	Std. Dev.	Mean	Std. Dev.
Dihedral angle	15	5.598	2.997	4.935	2.376
Mean length	15	0.002	0.359	-0.010	0.353
Mean spacing	10	-0.077	0.191	-0.064	0.168
Field spacing	10	0.032	0.200	0.045	0.162

Table 2: Comparison of line and cell mapping

	Line*			Cell**	
	No.	Mean	Std. Dev.	Mean	Std. Dev.
Dihedral angle	12	7.902	5.628	7.999	3.965
Mean length	12	1.653	0.403	1.539	0.829

* Differences are (silo value - line value)

** Differences are (silo value - cell value)

Table 3: Comparison of tunnel mapping and silo data

Gneiss				
	Drillhole bearing	plunge	Model RQD	Pass/Fail
41	-14	56	65	passed
59	-10	56	60	passed
00	90	58	81	failed
100	75	74	79	passed
16	-35	68	67	passed
5	70	63	86	failed
315	27	68	72	passed
312	45	65	74	passed
332	11	67	70	passed
318	63	56	79	failed
0	90	49	81	failed
0	90	65	81	failed

Pegmatite				
	Drillhole bearing	plunge	Model RQD	Pass/Fail
41	-14	69	68	passed
59	-10	59	68	passed
00	90	70	63	passed
16	-35	89	68	failed
194	-10	68	79	passed
315	27	54	67	failed
0	90	50	63	failed
59	5	74	67	passed
0	90	85	63	failed

Model RQD calculated from cell mapping data
Test results calculated at 95% significance level

Table 4a,b: Comparison of drillhole RQD with model RQD

APPLICATION AREAS

There are a variety of areas where a three dimensional fracture model may be applied. A few of these are listed below.

Stability analysis

The inclusion of a three dimensional fracture network in present stability analyses would undoubtedly be a great step forward. The network can be included in finite element models or other numerical analysis methods. Preliminary plans have been made to include the model in 3DEC, a three dimensional distinct element program. In addition, the method can be utilized as a self standing method to determine block size and thus reinforcement required (bolt length, bolt spacing, etc.) for tunnels in low stress environments.

The method has already been used successfully (in two dimensions) for rock slope design. The implementation of the third dimension would increase the reliability of the method plus allow better estimates of the failure volumes and failure angles to be determined.

Blasting

The estimation of the rock fragment distribution has long been a problem in the field of blasting. Several attempts have been made to include two dimensional fracture networks in rock fragment size estimation procedures. These have not been too successful. However, the implementation of the three dimensional model should give better results. A true block size distribution based solely on the fracture system in three dimensional space can be calculated given the above model. This is obviously the upper limit for any block size estimate from a blast model. Gas extension of existing fractures as well as fracture initiation caused by blasting can then be utilized to estimate the block size distribution for any specific blast design.

Drilling

It has been shown that drill bit interaction with joints is one of the causes of hole deviation. If the three dimensional joint network model is combined with a drilling model, the magnitude of the expected deviation of the hole due to jointing could be calculated.

CONCLUSION

Three dimensional fracture network models are now available which can model a variety of distributional forms of the joint spatial characteristics. The model developed and tested by the author of this paper appears to describe the rock mass of the test area rather well, as confirmed by mapping and drillhole results from independent studies. Research should be conducted as to how the model can be applied in the fields of stability analysis, blasting, drilling, and other fields where rock jointing may influence the parameter being studied.

ACKNOWLEDGMENTS

This project was financed by the Swedish Nuclear Power Inspectorate under contract number 13.7-7/86;86004.

REFERENCES

- Einstein, H.H., Baecher, B.B., Veneziano, D. Risk Analysis for Rock Slopes in Open Pit Mines, Part 1 & 4,, U.S. Bureau of Mines, Contract J 027 5015, Massachusetts Institute of Technology, Nov. 1979
- Grossmann, N.F., The Bivariate Normal Distribution on the Tangent Plane at the Mean Attitude, Proceedings of the Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, Sweden, Sept. 1985
- Kulatilake, P.H.S.W, Wu, T.H. Estimation of Mean Trace Length of Discontinuities, Rock Mechanics and Rock Engineering, No. 17, 1984, pp 215-232
- Mathis, J.I. Joint Statistics Tunnel Mapping vs. Large Open Rooms, a Comparison, Tulea 1987:18, Höskolan i Luleå Nov. 1987.
- Priest, S.D., Hudson, J.A. Estimation for Discontinuity Spacing and Trace Length Using Scanline Surveys, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, 1981, pp 183-197

STABILITET HOS BERGANLÄGGNINGAR

Stability of Rock Installations

THE CONDITION OF THE 80 YEARS OLD, UNLINED HEADRACE TUNNEL AT THE HÅVERUD HYDROPOWER STATION, SWEDEN.

Tillståndet hos den 80 år gamla tilloppstunneln i Håverud

Lars Hansen, Consulting Geologist.
Trias Geologi, Uppsala, Sweden

Dr. Jüri Martna, Chief Engineering Geologist.
Swedish State Power Board, S-162 87 Vällingby, Sweden

Introduction

Håverud is situated in the county of Dalsland in south-west Sweden (Figure 1). It is a picturesque village, and is visited by a number of tourists every summer. The most spectacular feature is the river gorge with its falls and rapids. A particular tourist attraction is the possibility to cross the gorge at the same point by road, by railway and even by boat by the means of the unique aqueduct which is a part of the lock-system of the Dalsland Canal (Figure 2). The canal was constructed during the years 1864-1868 in order to transport iron ore from the Mid-Swedish ore district Bergslagen to the steelmills situated at the rapids and falls of the river Upperudsälven. In Håverud, a canal museum is located, run by the Association of Local Geography and History.

The powerhouse and the tunnel were designed by the engineer company Unander & Jonson, Stockholm and constructed during the years 1903-1907 in order to supply Håfreström Paper Mill with electric power (previously, the mill was operated by means of hydromechanic power). The hydroelectric power station at Håverud (or Håfreström, as it was initially named) has been in use for 80 years since then. The installed capacity is 3 MW and the average annual energy production 23 GWh. The power station utilizes a gross head of 10.4 metres between the lakes Åklången and Upperudshöljen in the river Upperudsälven, and the design flow is 43 m³/s. The water runs to the power station via a 230 metres long headrace tunnel which is oriented practically in the east-west direction. The maximal rock cover is about 27 m, the height of the tunnel is 5.6 m and the width 7 m. The designed area is about 30 m². Initially, on a drawing from 1903, the tunnel was designed with a circular cross-section. The final designed shape from 1905 is rounded triangular (Figure 3). This shape may have been initiated by the contractor, Carl E. Jansson & Co. from Lindesberg. Lindesberg is a centre in the mining district of Bergslagen with mining traditions since medieval times. The rounded triangular shape was formerly usual in the mines when rock was cracked by heating and subsequent, quick cooling. The blasting was carried out by using dynamite (Henry Karlsson, Håverud, oral comm. 1988). Figures 4 to 8 show different stages of the construction works.

In 1985, a new power station with a design flow of 70 m³/s was taken into use at Upperud, two kilometres downstream Håverud. It is possible that the power station at Håverud will be rebuilt in order to bring the design flow in line with that at Upperud. In that case, it will be necessary to increase the area of the tunnel to 65 m² by excavation of a bench of five metres. Due to these plans, the present inspection was carried out on behalf of the present owner, the Swedish State Power Board.

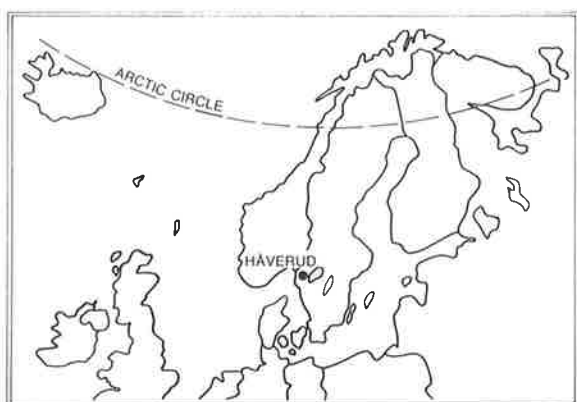


Figure 1
Map of Northern Europe, showing the location of Håverud in South-West Sweden.
Karta över norra Europa visande Håveruds läge.

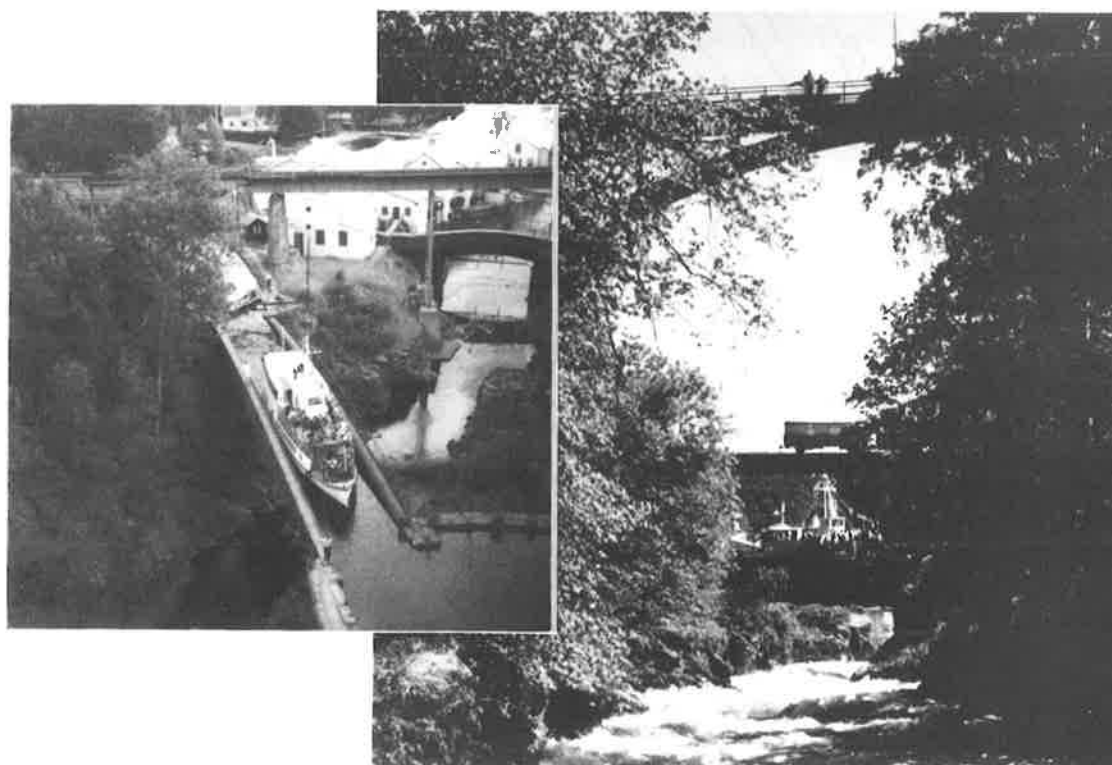


Figure 2 Views of the river gorge at Håverud with the pedestrian bridge (the old dam), the road bridge, the railway bridge and the aqueduct.
Utsikter över bergravinen vid Håverud med gångbron (gamla dammen), vägbron, järnvägsbron och akvedukten.

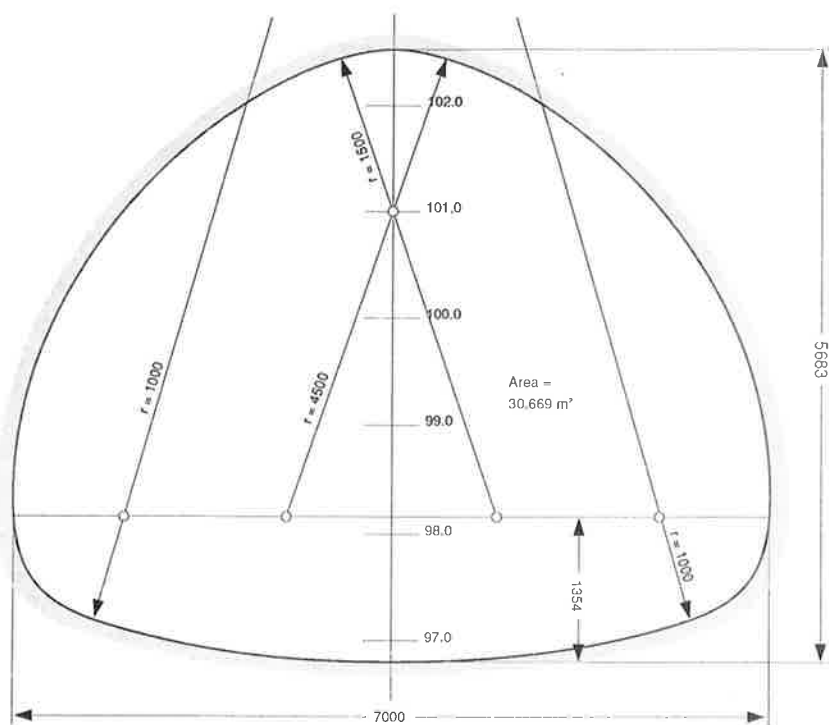


Figure 3 Cross section of the Håverud Headrace tunnel. Design drawing from 1905.
Tiloppstunneln i Håverud. Tvärsektion. Konstruktionsritning från 1905.

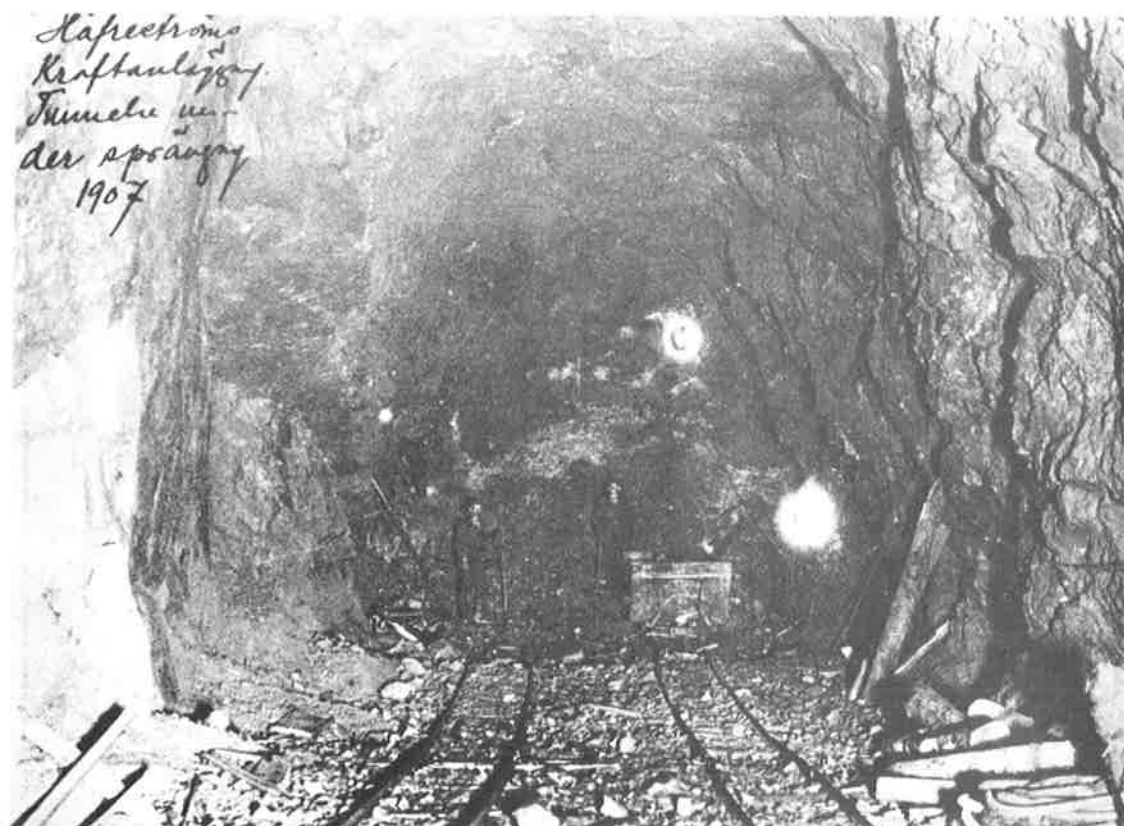


Figure 4 The Håverud headrace tunnel during construction 1907.
Håverud tiloppstunnel under byggnadstiden 1907.

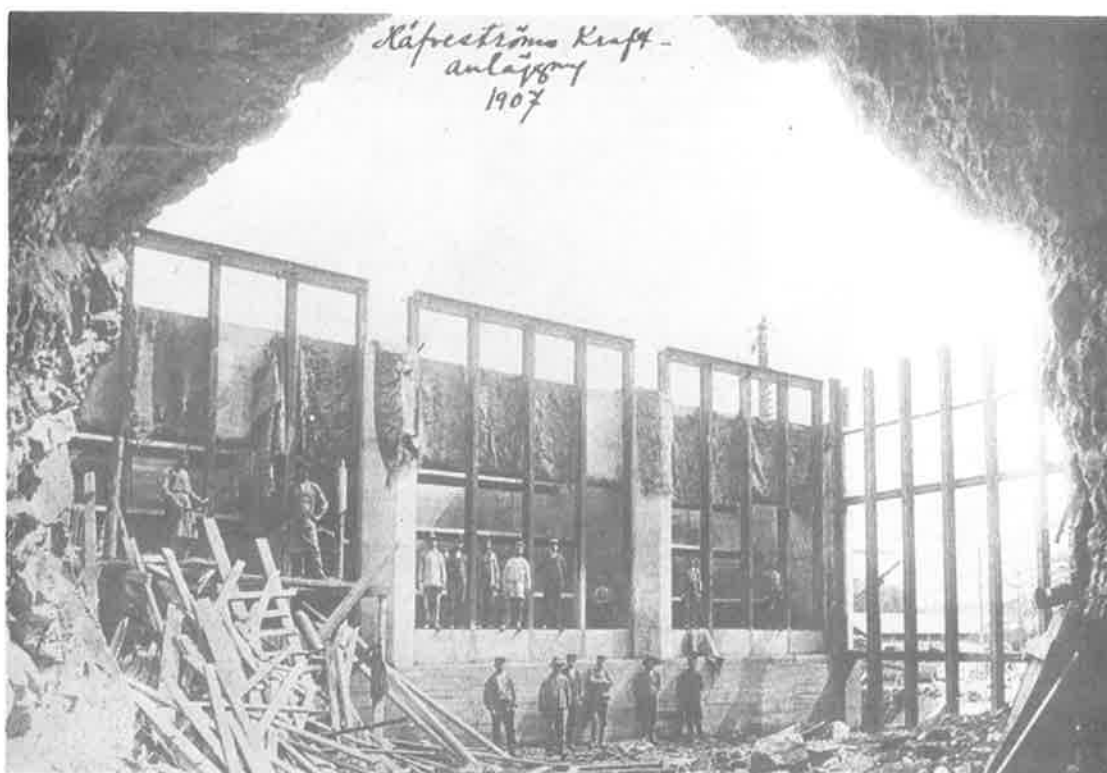


Figure 5 The Håverud headrace tunnel upon completion 1907. View from the downstream opening towards the powerhouse.
Håverud tilloppstunnel, 1907. Vy från nedströms tunnelöppning mot kraftstationen.

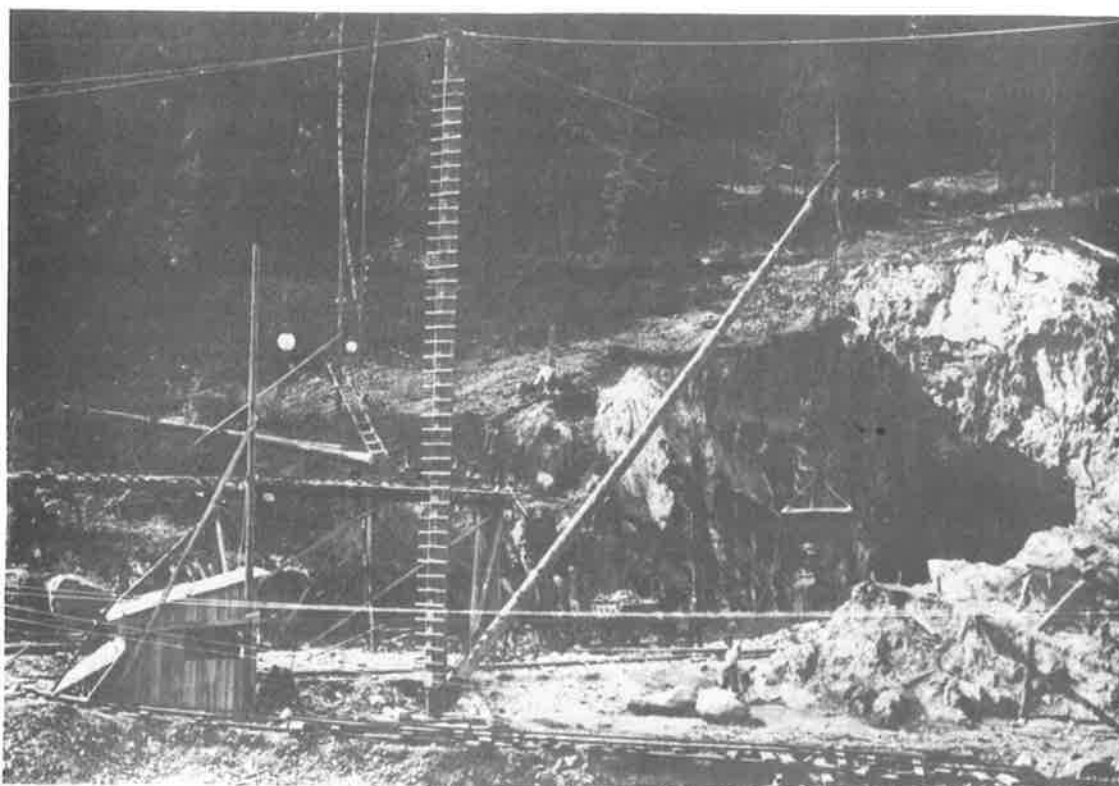


Figure 6 Upstream end of the Håverud headrace tunnel during construction.
Uppströmsmyningen av Håverud tilloppstunnel under byggnadstiden.

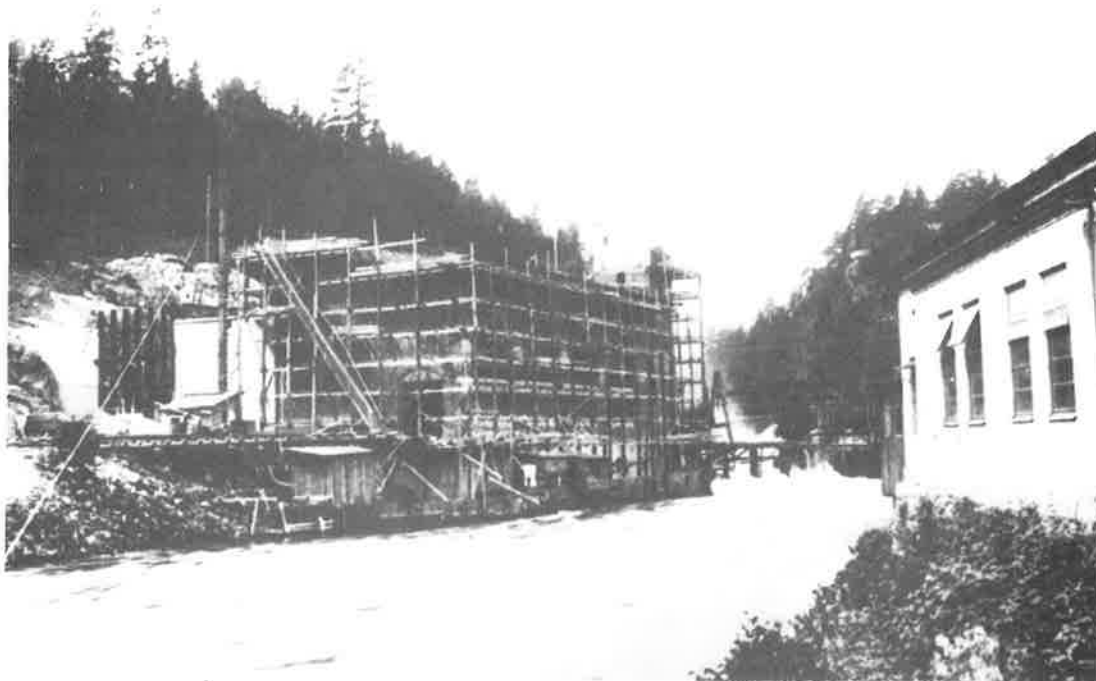


Figure 7 Powerhouse during construction 1907.
Kraftstationen under byggnadstiden 1907.

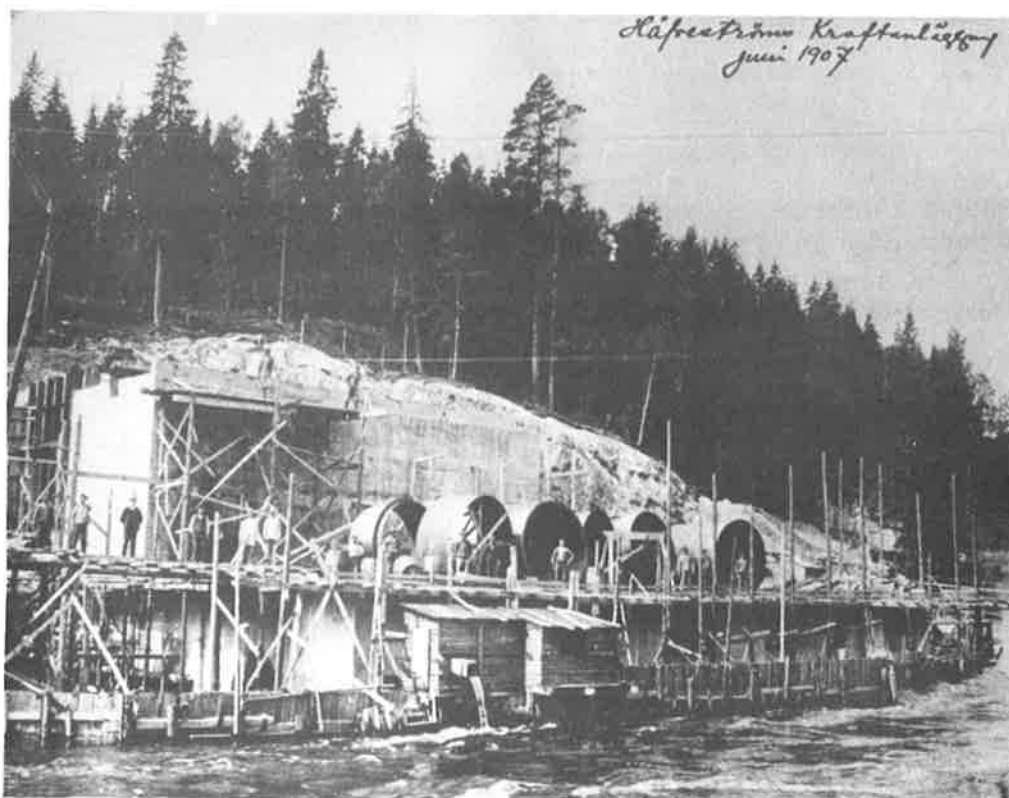


Figure 8 A close-up of the powerhouse during construction 1907.
Närbild på kraftstationen under byggnadstiden 1907.

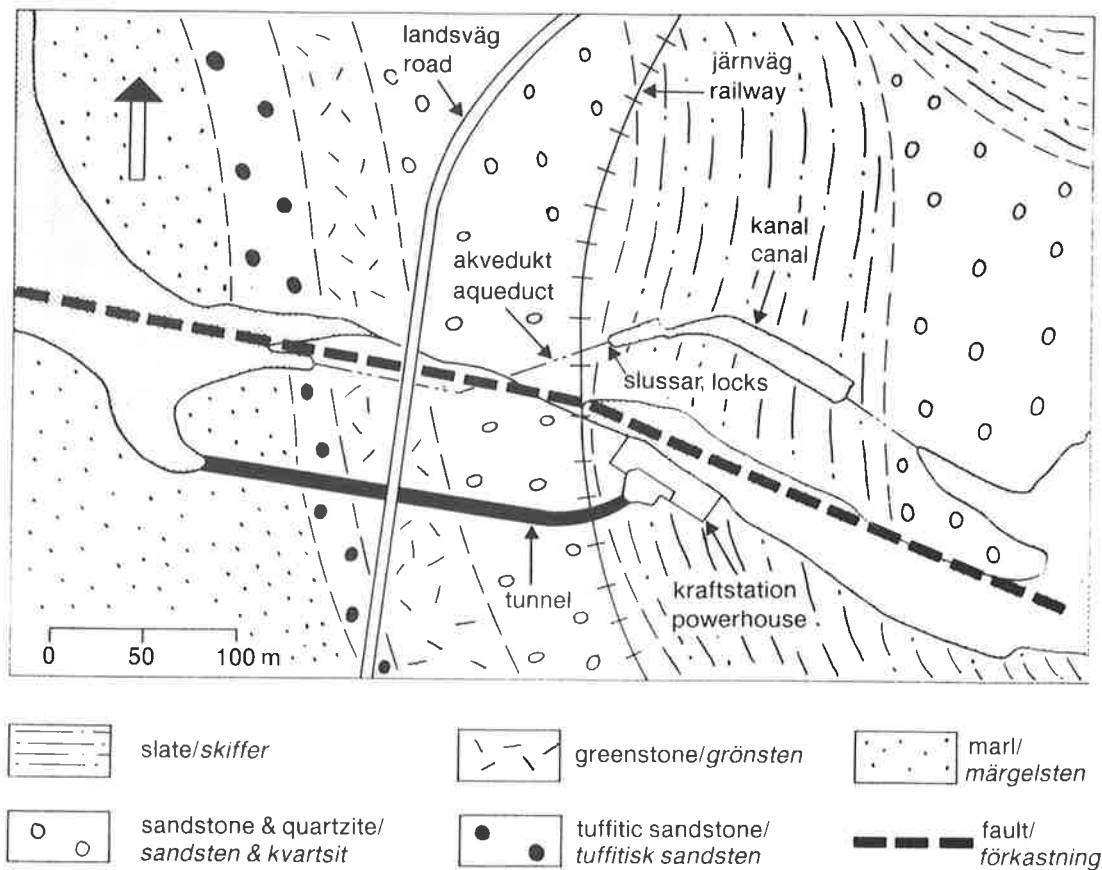


Figure 9 Bedrock map of Håverud (after van Overeem, 1948).
Berggrundskarta över Håverud (efter van Overeem 1948).

Geology

Figure 9 shows a map of the bedrock on the site. The rocks in the area have been treated by van Overeem (1948), from which the following is a brief extract. The rocks, except for the volcanic greenstone, are of sedimentary origin. They are of late Precambrian age (1050 M a). The rocks have been subject to folding and to low grade metamorphism, resulting in a considerable consolidation and variable alteration of the rocks. Some of the sandstones have been altered into quartzites and some of the shales and marls into slate and calcareous slate, respectively. The bedding is well preserved and some of the rocks still carry assumed fossils. On the site, the bedding strikes north-south (i. e. athwart the tunnel) and dips steeply to the east. The tectonics in the area are dominated by a gently south-plunging fold axis and by north-south striking, steeply westwards dipping normal faults, along which many of the lakes in the area are aligned. Another fault direction strikes NW-SE to WNW-ESE. One of these latter faults is located at Håverud and constitutes the river gorge, which is dominated by falls and rapids.

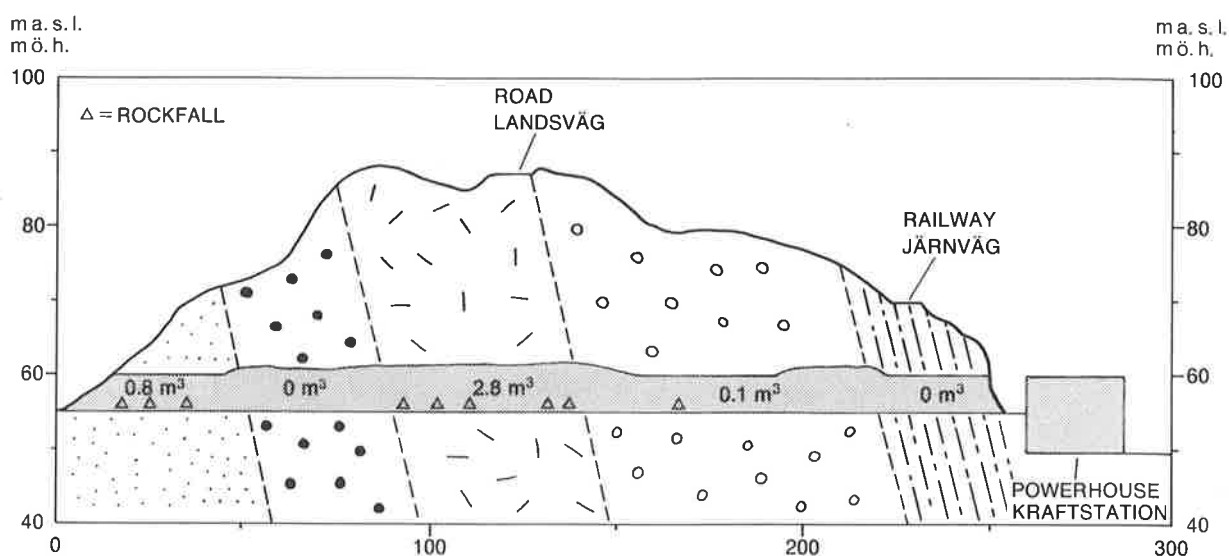


Figure 10 Longitudinal geologic section of the headrace tunnel at Håverud, also showing the distribution of rockfalls. From the left, the rocks are: marl, tuffitic sandstone, greenstone, sandstone and slate. Geologisk längdprofil av tillloppstunneln i Håverud. Figuren visar också fördelningen av bergutfall. Bergarterna är från vänster: mörksten, tuffitisk sandsten, grönsten, sandsten och skiffer.

Inspection

In 1987, the tunnel was emptied due to site work, and the opportunity was taken to carry out an inspection. The aim was to obtain information about the condition of the tunnel comprising records of rockfalls, overbreaks as well as geologic structures which may affect a possible future bench excavation, and to obtain information necessary for decisions concerning future rock support.

At the time of the inspection, the walls were covered with a dark coating, probably fungi and bacteria (Martna 1985). Therefore, although sandstone, greenstone and slate have been identified, the rock boundaries could not be mapped accurately. Figure 10 shows the approximate rock boundaries extrapolated from van Overeems map (1948). The first eighty metres of the tunnel lies in marl and tuffitic sandstone. Thereafter follows a stretch of fifty metres in volcanic greenstone. The next eighty metres are located in quartzitic sandstone, and the tunnel ends after some twenty metres in a slate.

Despite the long time of having been in use, the roof of the tunnel is generally in excellent condition (Figure 11). No rock supports whatsoever could be observed during the inspection and the rock has probably not been supported at all.

From chainage 45 to about 150 the tunnel roof is elevated about one metre and also between chainages 190 and 205 (Figure 12). As can be seen from the absence of dark coating, these parts have been situated above the water level (Figure 12). It is difficult to judge the purpose of this feature. It is not found on the design drawings but seems in spite of this not to be accidental, as it occurs on such long stretches. The elevated parts may have been intended to function as surge galleries.

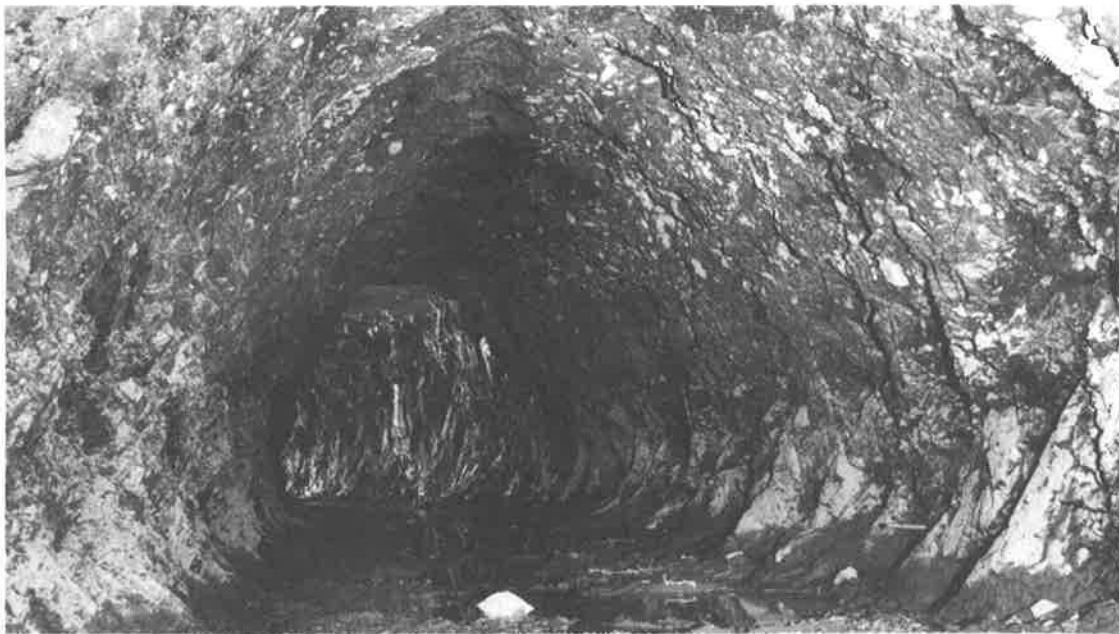


Figure 11 The downstream part of the Håverud headrace tunnel. This part shows a rounded triangular cross-section, in accordance with the design (cf. Figure 3) and is in excellent condition after having been in use for eighty years.
Nedströmsdelen av tilloppstunneln i Håverud. Takformen är rundad triangulär (jfr. figur 3) och denna del av tunneln är i utmärkt kondition efter 80 års användning.



Figure 12 Elevated part of the roof in the Håverud headrace tunnel.
Förhöjt tak i Håverud tilloppstunnel.

Although the tunnel has been previously inspected at least once (1971), no loose material has, to our knowledge, ever been removed. The rockfalls recorded during the inspection of the tunnel are presented in Table 1. As shown in the table, the rockfalls are concentrated in the beginning and the middle of the tunnel and the majority of the blocks lie along the right (south) wall of the tunnel. The largest blocks were found at chainage 111. Here, the tunnel also diverges somewhat from the designed shape. The rockfall as well as the shape of the tunnel can be related to the steeply northward dipping joint, the surface of which constitutes the south wall (Figure 13).

Table 1. Rockfalls in the Håverud headrace tunnel. The volumes are estimated.

Approx. Chainage	Volume (m ³)	Comments
Marl:		
008, right wall	0,3	one block
016, right wall	0,1	one block
018, right wall	0,3	four blocks
031, right wall	0,1	one block
Greenstone:		
083, left wall	0,1	one block
090, right wall	0,2	one large and some small blocks
096, right wall	0,1	some flaky blocks
104, right wall	0,1	some flaky blocks
111, right wall	2,0	a couple of large blocks and some small blocks
120, left wall	0,1	one block
127, right wall	0,1	one block
130, left wall	0,1	one block
Sandstone:		
168, mid	0,1	one block
Total	3.7	



Figure 13 Right wall, Chainage 111. Rockfall of about 2 m³, including a 1.5 m³-sized block. This rockfall can be related to the steeply northward dipping joint. These blocks were also observed in 1971 (L. Runesjö, Håverud, oral comm. 1988).

Höger vägg, sektion 111. Rasmassor, ca. 2 m³. Det största blocket är ca 1,5 m³ stort. Raset kan tillskrivas den branta förkastningssprickan på väggen. Detta block har även observerats år 1971 (L. Runesjö, Håverud, muntl. uppg.. 1988)

Influence of geology on tunnel shape and stability

Totally, more than 200 joints have been recorded in the tunnel. The joint frequencies are not equally distributed along the tunnel, but grouped at certain chainages. The orientation of the joints and their relationships with the tunnel orientation are shown in figures 14 and 15. Most of the joints belong to one of three sets shown in Table 2:

Table 2 Joint sets in the tunnel

	Approx. strike	Dip
1	north-south	vertical-60° E
2	east-west	60-80° N
3	north-south	10-30° W

The first joint set is identical with the bedding surfaces of the sedimentary rocks. The east-west oriented tunnel cuts the steeply dipping bedding at a high angle which has been favourable to excavation as well as stability. The second set strikes along the tunnel and dips towards north, which means towards the tunnel on the right (south) wall which thus can be looked at as a footwall with respect to that joint set. One of the joints of the second set constitutes the lower part of the right wall within a stretch of about forty metres (Figure 16). It is probably close to the wall within a far longer stretch of the tunnel, and can also be seen at the upstream opening (Figures 17 and 18). The third joint set is fairly common in the tunnel, but seems not to have had any particular influence on the stability, unless when occurring together with the joints of set no. 2.

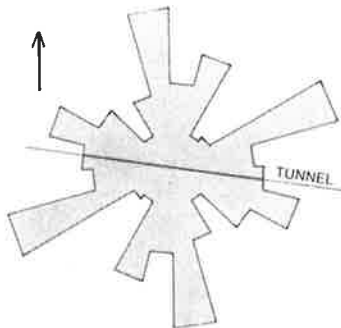


Figure 14

Rose diagram showing the strike of joints and their relationship to the orientation of the tunnel. The most important direction is that parallel to the tunnel.

Rosdiagram visande sprickornas strykning i förhållande till tunnellen. Den viktigaste sprickriktningen är den som är parallell med tunnellen.

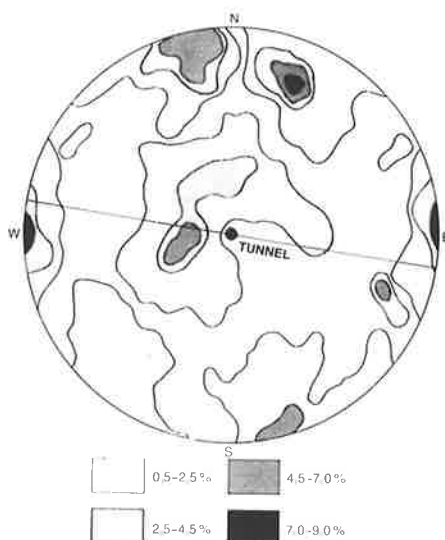


Figure 15

Dip directions (not normals) of joint surfaces as related to the tunnel orientation. Schmidt diagram projected from the lower hemisphere. 0° is at the centre of the circle and 90° at the periphery.

Sprickornas stupningsriktning (ej normaler) i förhållande till tunnellen. Schmidt diagram projicerat från undre hemisfären. 0° är i cirkelns centrum och 90° vid periferin.



Figure 16 Steeply northward dipping joint on the right wall of the Håverud headrace tunnel.
Brant, nordligt stupande spricka på södra väggen av Håverud tilloppstunnel.



Figure 17 Upstream opening of the Håverud headrace tunnel. The joints to the left are not frequent inside the tunnel. The steeply dipping fracture above the spring line has a smooth surface and is probably related to the fault that constitutes the river gorge. The photograph also shows the gently westwards dipping joints which are common in the tunnel.
Håverud tilloppstunnels uppströms öppning. Sprickorna till vänster är inte särskilt vanliga inuti tunneln. Den branta sprickan ovanför anfanget har en slät yta och har troligen samband med förkastningen som utgör Upperudsälvens klyfta. Bilden visar också de flackt västligt stupande sprickgruppen som är vanliga i tunneln.

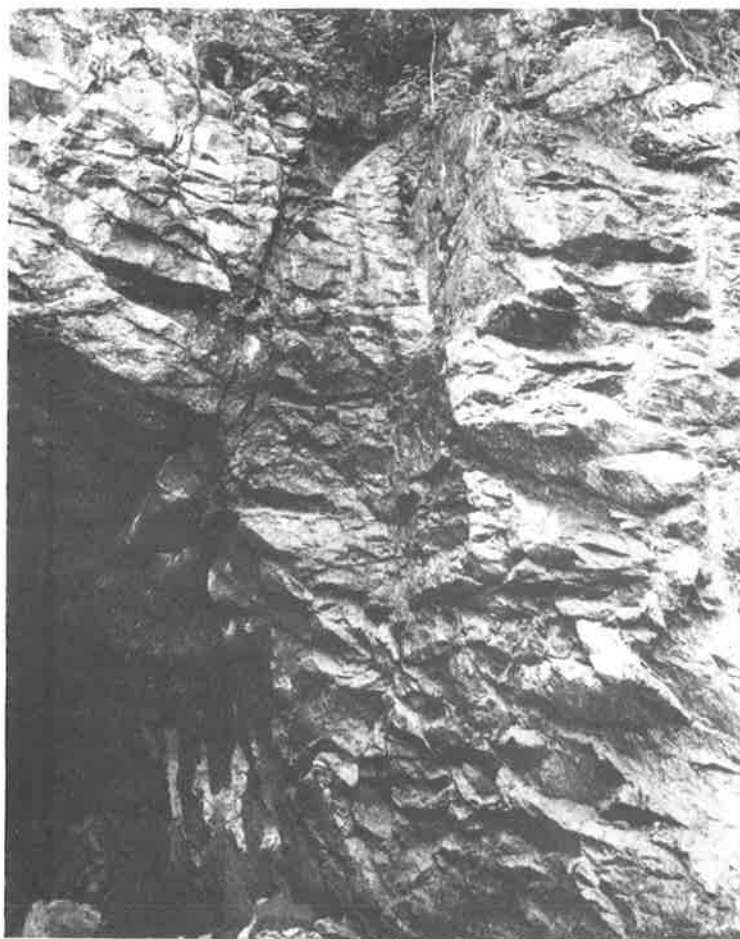


Figure 18 A close-up of steeply dipping fractures above the spring line. The fracture set with this direction may cause overbreaks during bench blasting.
Närbild på den brant stupande sprickan. Längre in i tunneln kan denna spricka och andra med samma orientering orsaka utfall vid pallsprängning.

Discussion and conclusions.

The stability of an unlined tunnel depends upon a number of factors, among which are the thickness of rock cover and the designed cross-sectional shape and area. Other, geologic parameters have in many cases appeared to be more important for the final shape and stability of a tunnel than the design. Among such geologic parameters are rock type, rock structures, joints and, particularly, faults. From the experience of the Swedish State Power Board, there is a number of examples of such influence (Martna & Hansen 1987).

Most of the rockfalls in the Håverud tunnel, including the largest one, can be related to joints with shiny, smooth surfaces indicating that shear movement has taken place along these joints. The joints strike approximately parallel to the tunnel and dip northward. The strike is parallel to that of the fault zone which forms the river gorge, and the joints belong probably to that fault zone.

The uneven distribution of the rockfalls may be related to the different rock types (Figure 10 and Table 1), as the fault occurs along most of the tunnel. In the marl, the rockfalls total about 0.8 m³, in the greenstone 2.8 m³ and in the sandstone 0.1 m³ (Table 1). The frequent rockfalls in the marl and in the greenstone in comparison with the sandstones (where rockfalls are almost absent) are probably due to the formation of chlorite (greenstone, in particular, is prone to chlorite-alteration) and clay minerals on the joint surfaces in the fault zone, resulting in a considerable decrease of joint strength. Although slate is prone to form clayey fault gouge, no rockfall has been observed in the part of the tunnel near the opening which is situated in a slate. This is probably due to the circumstance that this part of the tunnel has another orientation and is no longer parallel to the fault, although the angle is low.

Despite the absence of lining and other supports, the long time of having been in use and the occurrence of fault joints parallel to the tunnel, the rockfalls in the tunnel total 3.7 m³ only. This is probably due to the fact that the tunnel has a rather small area (30 m²) and a favourable shape. However, the fault joints will probably give rise to stability problems if a five metres high bench is excavated, as intended. Due the high vertical walls-to-be, there is a risk for rock sliding on the south wall along these joints if the wall is not reinforced before and during bench excavation. This is especially the case in the greenstone and marl. The quartzites have a higher joint strength, but may also break during bench excavation, as the blocks kept in place on the joints by friction will be considerably larger due to the higher walls.

Acknowledgements

The Regional Record Office in Gothenburg has provided historic information. Special thanks are due to Mr. Henry Karlsson and Mr. Axel Johansson, Association of Local Geography and History in Håverud, for providing valuable historic information and photographs.

References

- Martna, J., 1985. Documentation of the 30 year old Harsprånget tailrace tunnel. Swedish Rock Engineering. Ed. M. Finkel, 157-163. Swedish Rock Engineering Research Foundation - BeFo, Stockholm.
- Martna, J., & Hansen, L., 1987. The shape, stability and permanence of large unlined hydro tunnels. Proc. Int. Conf. Hydropower '87 in Oslo, Vol. 2, 831-842. Tapir, Trondheim.
- Overeem, A. J. A. van, 1948. A section through the Dalformation. Dissertation, 1-131. Univ of Leiden, The Netherlands.

BROTT I BERGVÄGG I GRANIT VID KRAFTVERK I SPANIEN

Stabilitetsanalys, åtgärder - resultat

Rock Failure in a Granite Wall at a Hydroelectric Power Station in Spain

Civilingenjör Lars Lundström, Hagconsult AB

Rio Duero är gränsflod mellan Spanien och Portugal. Vid ett kraftverksbygge i floden vid Aldeadavila ca 30 mil väster om Madrid inträffade 1984 kraftig sprickbildning i berget medan man höll på att spränga ut för två svallschakt i anläggningen. Berget på platsen utgörs av en grå granit, samma granit som täcker en stor del av den spanska högplatån. I denna uppsats redovisas hur arbetena med svallschakten färdigställdes.

DIMENSIONER

De två svallschakten ligger på ca 300 meters djup under bergytan. De är ca 65 meter höga och har en tvärsnittsarea av ca 240 m² vardera. Schakten är åtskilda av en ca 10 meter tjock bergvägg. Svallschaktens dimensioner och form framgår av Fig. 1. I toppen av schakten ligger ett bergrum, bredd 13 m och höjd 16 m. Två mindre schakt förbinder svallschakten med underliggande utloppstunnlar.

BERGBROTT

Under upprymningen av schakten till full sektion brakade det till i berget och kraftiga sprickor öppnade sig. Ca 40 av de 65 meter höga schakten var då helt utsprängda. Sprickbildningen började överst i bergskivan mellan de två schakten, vid nivå +231. Berget knakade och knastrade hörbart i flera omgångar, nya sprickor bildades. Flera 40 kN bultar slets av. Sådana var monterade igenom bergskivan och var försedda med bricka och mutter på var sida. I Fig. 1 visas ungefärlig utbredning av sprickorna i ett slutstadium, dvs efter färdig utsprängning. (Väggarna var täckta av ett tunt sprutbetongskikt). De maximala rörelserna som kunde uppmätas var 30-40 mm. Enstaka block hade förskjutits upp till ca 90 mm. Även i andra delar av schaktväggarna bildades sprickor i sprutbetongen, särskilt i schakt I, se Fig. 1, sektion 3.

Brotten i berget var av två slag, dels skjuvbrott längs befintligt spricksystem diagonalt över bergskivan och på andra ställen längs sprickor tillhörande samma spricksystem, dels spjälkbrott med avlossning av bergskivor parallellt med schaktens väggar, s k poppingrock.

Berggrunden består av en grå relativt grovkornig granit, enaxlig tryckhållfasthet ca 120 MPa, E-modul ca 30 GPa. Sprickfrekvensen är låg. Ett antal markanta genomgående sprickor förekommer. Dessa har ofta en beläggning eller fyllning av klorit eller någon gång

lera. I Fig. 2 visas dominerande spricksystem på nivå +225 och +170. Sprickorna tillhörande dessa system är vertikala eller brantstående. Det mest markanta spricksystemet har ändrat riktning på den lägre nivån och är här mer parallellt med schaktväggarna. I Fig. 2 visas också rörelsernas riktning på +225 m-nivån baserat på iakttagelser av uppkomna sprickor och bergförskjutningar.

PROBLEMSTÄLLNING - ÅTGÄRDSPROGRAM

Den situation som beskrivs ovan innebär osäkra stabilitetsförhållanden. Man ställde sig frågan: Var detta början till ännu större bergrörelser och bergnedfall? Vad orsakade bergbrotten? Hur skulle arbetena slutföras på ett säkert sätt?

Hagconsult som i detta skede blev engagerad i projektet föreslog följande strategi.

- Försök inte förhindra storskaliga förskjutningar i bergmassan. Låt rörelserna få äga rum.
- Förstärk berget så att rörelser kan få ske utan att stabiliteten av schaktväggarna äventyras.
- Kontrollera och mät rörelser i berget under upprymningen av återstående delar av schakten.
- Gör en numerisk bergmekanisk analys som kontroll av gjorda bedömningar.

Baserat på ovanstående bestämdes följande åtgärdsprogram:

- Ytförstärkning av schaktväggarna med början uppfifrån.
- Iordningställande av mätpunkter för rörelsekontroll. Mätning av rörelser.
- Upprymning av nedre delar av schakten under successiv bergförstärkning
- Undersökning av bergförhållanden, bergspänningar m m.
- Numerisk bergmekanisk analys.

BERGFÖRSTÄRKNINGAR

Schakten kontrollerades med avseende på eventuella bompartier. För att klara eventuella fortsatta bergrörelser med bibehållande av bergstabiliteten installerades vanliga slaka ingjutna bergbultar med längder av 3-5 meter och med en täthet av ca 1 bult per 2-4 m². Inom vissa partier monterades även nät. Ett omfattande ställningsbygge i takt med säkringen av bergväggarna fick utföras.

UNDERSÖKNINGAR, MÄTNINGAR

En geologisk studie och kartering av bergartsvariationer och spricksystem i schakt och angränsande tunnlar och bergrum utfördes.

En särskild studie av granitens mineralsammansättning, kornstorlek m m visade att granitens mineralvariation var likartad inom olika delar av bergmassan.

Spänningsmätningar, med överborrning, genomfördes på tre olika platser, dels i en svallschaktvägg, dels i underliggande tunnlar. Tyvärr blev resultaten ej tillförlitliga.

Mätning av rörelser skedde på flera olika sätt, genom

- extensiometermätningar
- konvergensmätningar
- sprickmätningar

Extensiometermätningarna gav mycket små värden, mindre än 1 mm. Placering framgår av Fig. 1.

Konvergensmätningar som gjordes inte så långt från schaktens bottennivå visade rörelser av maximalt ca 13 mm, jfr Fig. 3, där rörelserna mellan de olika mätpunkterna redovisas i diagramform. Ungefär samtidigt med att sprängningarna avslutats avstannade rörelser enligt konvergensmätningarna.

Över ett antal av de bildade sprickorna kontrollerades eventuella fortsatta rörelser. Några millimeters ytterligare förskjutning registrerades härvid. Eventuell propagering av tidigare uppkomna sprickor undersöktes även. Endast längs enstaka sprickor registrerades någon fortsatt sprickutredning. Inom några mindre partier upptäcktes en del ny sprickbildning under fortsatta arbetet.

BERGMEKANISKA BERÄKNINGAR

För en bergmekanisk analys gjordes FEM-beräkningar med programmet JOBFEM.

Många olika fall studerades och jämfördes.

- Två nät upprättades i horisontella snitt, dels ett vid nivå +225 motsvarande övre delen av den spruckna väggen, dels nivå +190 motsvarande nedre delen av samma väggskiva.
- I näten lades in särskilda sprickelement. Två olika spricktyster studerades, ler- och kloritfyllda sprickor och ofyllda sprickor.

- Två olika initialspänningstillstånd undersöktes. Vertikala spänningen (σ_v) antogs motsvara trycket från överliggande bergmassa.
 K_0 sattes till 0,75.
 - a) Horisontella huvudspänningar är lika stora,
 $\sigma_x = \sigma_y$.
 - b) Den ena horisontella huvudspänningen är dubbelt så stor som den andra.
- I beräkningarna infördes bultar för att se deras inverkan på stabiliteten.

Några av resultaten från beräkningarna presenteras på Fig. 4-8. Förutom figurer över Spänningar och Förskjutningar redovisas också Hållfasthetsutnyttjande, Deviatorspänningar och Plastiserade element. Hållfasthetsutnyttjande, Fig. 6 och 7 visar graden av utnyttjande av bergets hållfasthet efter Mohr - Coulombs brottkriterium.

Inverkan av bultar är tydlig.

Fig 8 visar att det anisotropa spänningsfältet ger betydligt mer plasticering och dragbrott.

Max. tryckspänningar enligt beräkningarna blev 25 - 27 MPa.
 Största rörelser uppgick till ca 15 mm.

FEM-analysen visade god överensstämmelse med uppmätta värden och iakttagelser på platsen om man antar ett något anisotropt horisontellt spänningsfält.

KOMMENTARER

Brotten i svallschakternas väggar kan förklaras med normala spänningsförhållanden utan någon speciell tektonisk påverkan av bergmassan. Den spröda graniten, den låga sprickfrekvensen och små deformationsmöjligheter innebär att höga spänningar kan uppkomma nära bergytan i schakten, spänningar som kan ge upphov till spjälkbrott.

Granitens egenskaper och uppförande påminner mycket om bohusgraniten i Brofjorden.

Det fanns en klar risk för skjuvbrott i väggen mellan svallschakten. Schakten borde ha placerats på större avstånd från varandra.

Uppföljning av bergväggarnas rörelse under och efter bergschakten gav ett gott underlag för bedömning av bergstabiliteten.

Den valda modellen med ytförstärkning av väggarna med relativt tätt mellan bultarna innebär att arbetena kunde färdigställas under betryggande säkerhet.

RESUMÉ

Rio Duero is a river on the border between Spain and Portugal. A new Hydro Electric Power Station has been built along the river at Aldeadavila. In 1984 there occurred a rock failure during the excavation of two adjacent surge shafts, 65 m high and with a cross-sectional area of 240 m² each. It was mainly the separating 10 m thick wall that was broken. The shafts are situated abt 300 m below rock surface. The shafts had been reamed to full section down to 2/3 of the total height when the rock started to break and fractures were noticed, cf Fig. 1. The displacements were of the order of 30-40 mm, locally more.

Two kinds of failure had occur, shear and cleavage (tension) failure.

The rock is a rather coarse grained grey granite, uniaxial strength abt 120 MPa, Young's modulus abt 30 GPa. The fracture frequency is low. Some fractures are extensive, sometimes with an infilling of clay and chlorite.

The situation was unstable and the question arose: Was this the beginning of further fracturing and spontaneous rock outfall? What caused the breakage? How to finish the excavation work safely?

Hagconsult proposed the following strategy and measures.

- Let the movements take place. Do not try to stop great scale movements of the rock mass.
- Support the rock walls with bolts and wire mesh in such a way that movement can occur without jeopardizing the stability.
- Measure the movements during the further excavation.
- Check the assessments by means of Rock Mechanical analysis.

3-5 m long grouted bolts were installed, abt 1 bolt per 2-4 m². Sometimes a wired mesh was used as well.

A geological study was carried out. The stress measurements gave unreliable results.

The extensometer measurements gave very small values, less than 1 mm.

The convergence measurements at the +170 m level showed abt 13 mm displacement, see Fig. 3.

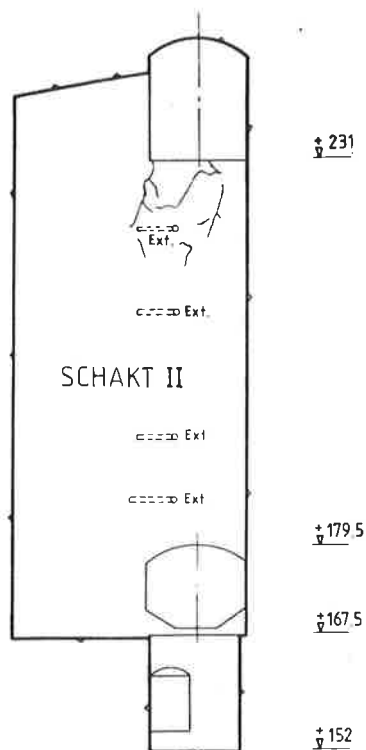
The Rock Mechanical Analysis was carried out using the JOBFEM programme. Many cases were studied.

- Two element meshes were used.
- Special fracture elements were used. Two different types of fracture properties were studied, clay-chlorite filled and unfilled.
- Two different initial stress fields were used and compared.
- The effect of bolting was also checked.

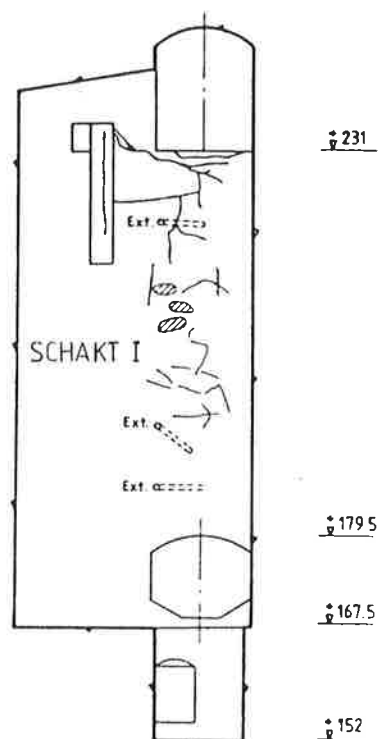
According to the FEM analysis a somewhat anisotropic horizontal stress field seems to exist.

The rock conditions are quite normal. The failure of the rock of the surge shaft walls is natural with regard to probable stress level.

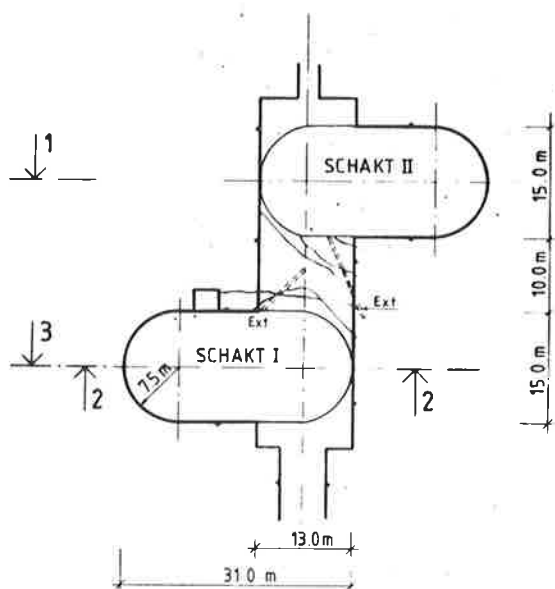
The behaviour of the granite on this place is quite similar to our experience from the "Bohus"-granite at the West coast of Sweden.



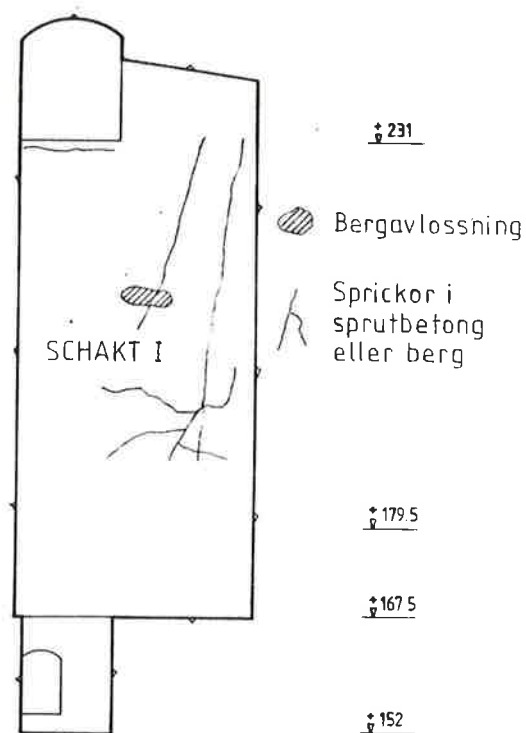
SEKTION 1



SEKTION 2



PLAN

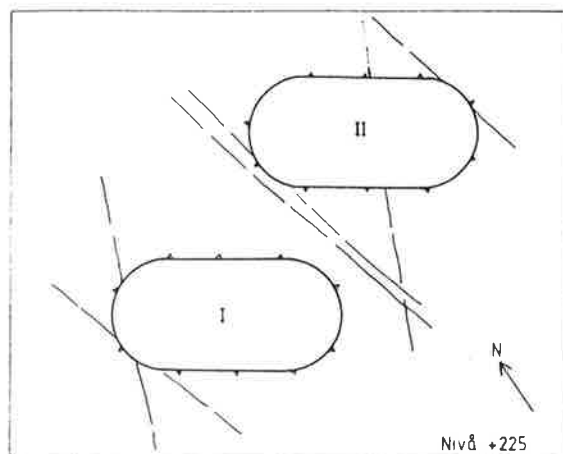


SEKTION 3

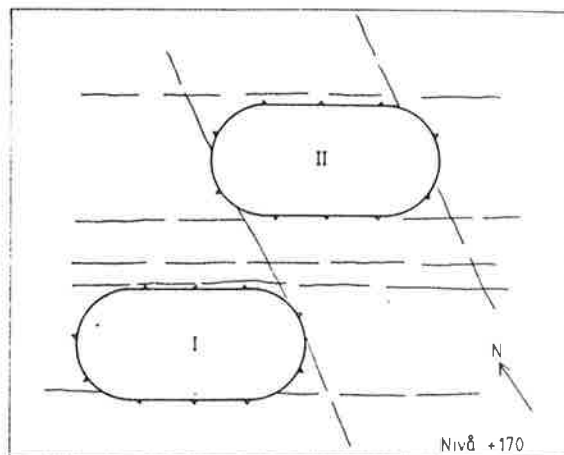
Fig. 1

Svallschakt, bergytans nivå ca +550.
Sprickbildning och bergavlossning.

Surge shaft. Rock surface on +550 m level.
Fracturing and loosening of rock.



a)



b)

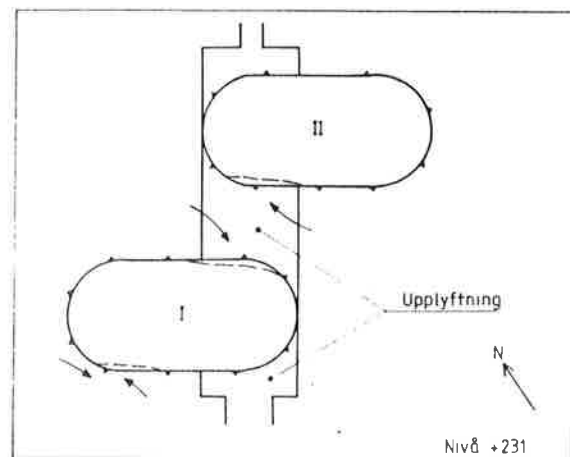
Fig. 2

a) b) Dominerande spricksystem, brantstående sprickor.

c) Rörelsernas riktning enligt iakttagelser på platsen. Streckad linje anger relativ förskjutning av schaktens väggar.

a) b) Dominant joint sets. Steeply dipping fractures.

c) Directions of the movements according to local studies. Dashed line in the Fig. shows a relative displacement of the shaft walls.



c)

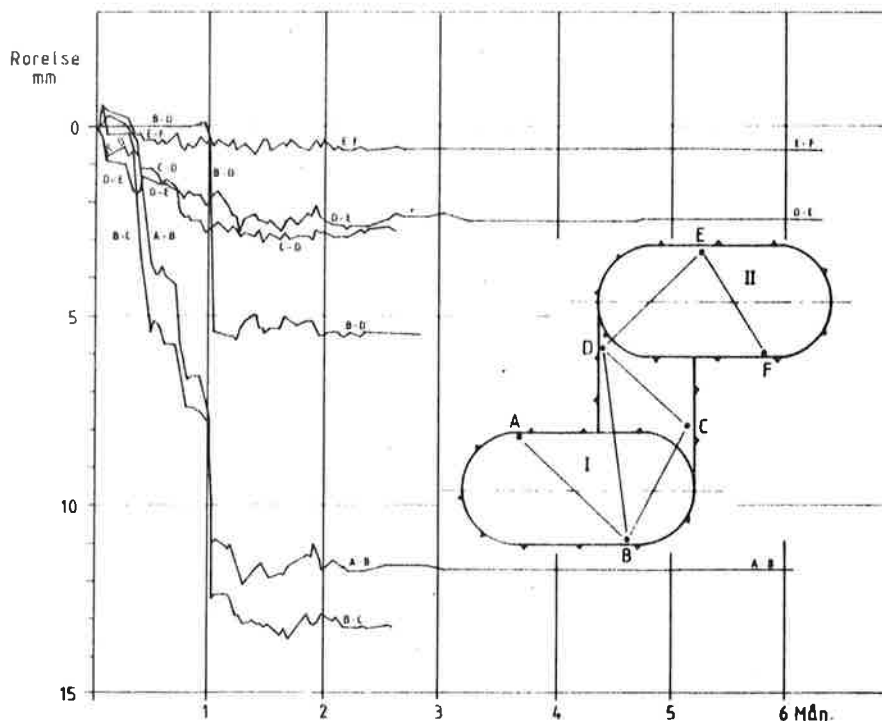
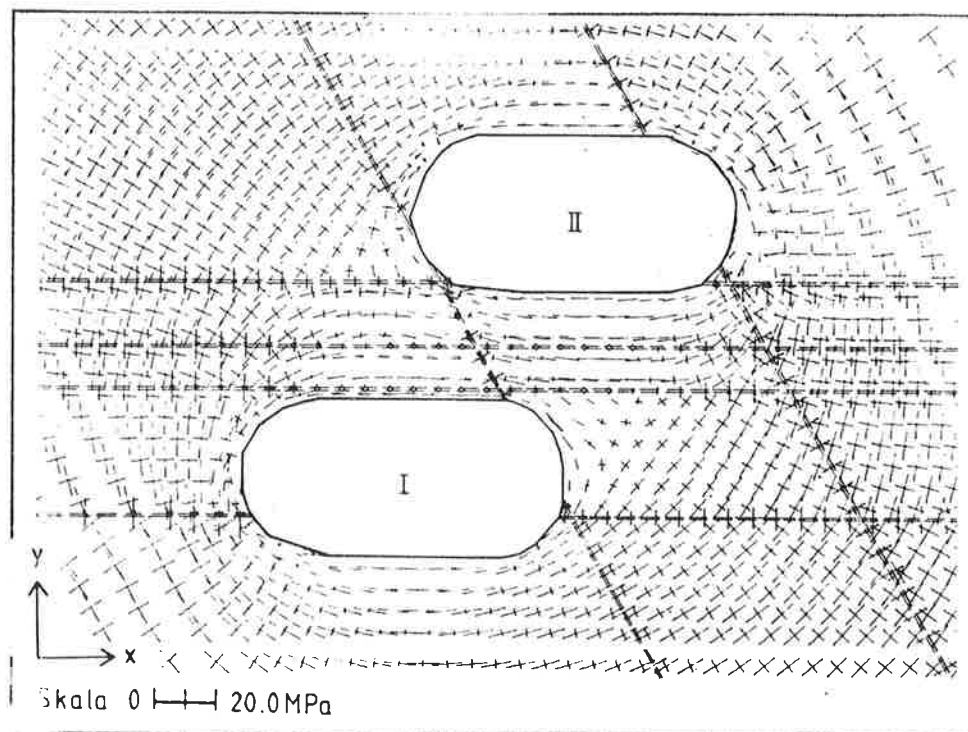


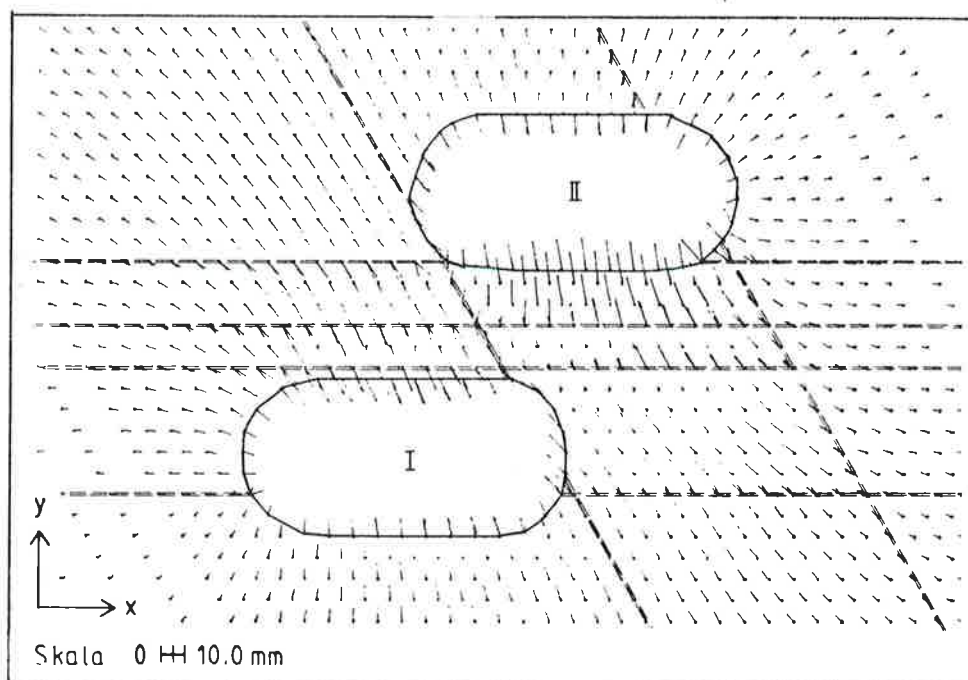
Fig. 3

Konvergensmätningar, nivå +170. Registrerade rörelser under och efter utsprängning till full sektion.

Convergence measurements on +170 m level. Registered movement during and after excavation to full section.



a)



b)

Fig. 4

FEM-analys. Nivå +190. Initialspänningar $\sigma_x = \sigma_y = 8,2$ MPa

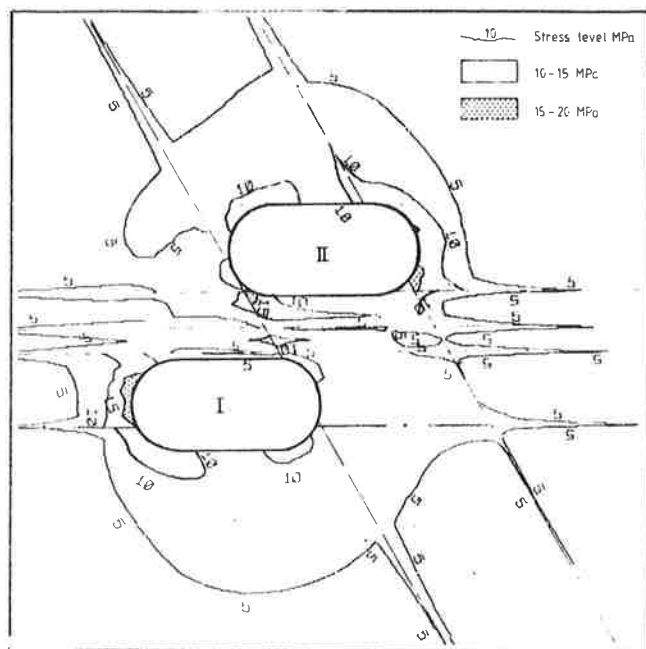
a) Spänningar. Max. tryck 25 MPa

b) Förskjutningar. Max. rörelse 15 mm

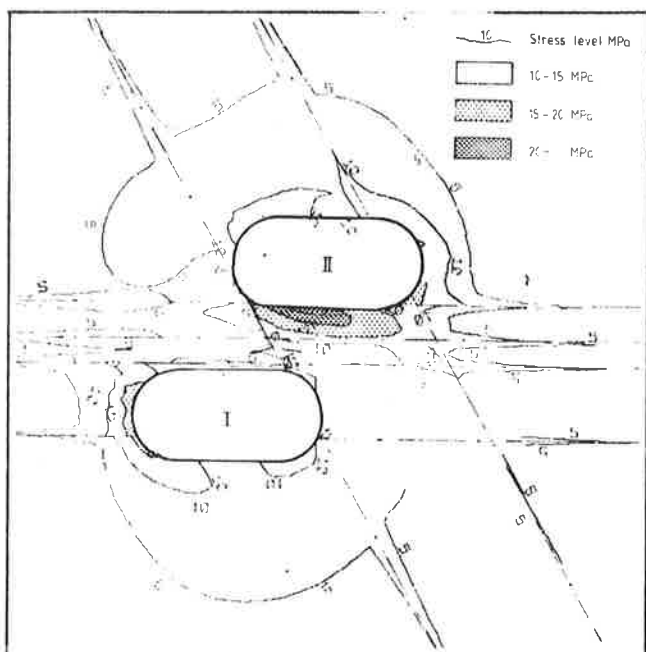
FEM analysis. Level +190. Initial stresses $\sigma_x = \sigma_y = 8.2$ MPa

a) Stresses. Max stress 25 MPa

b) Displacements. Max. movement 15 mm



a)



b)

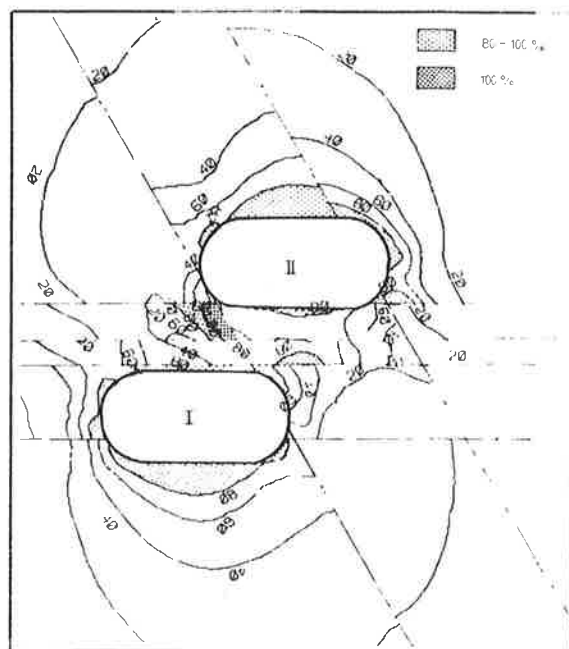
Fig. 5

FEM-analysis. Deviators­pänningar

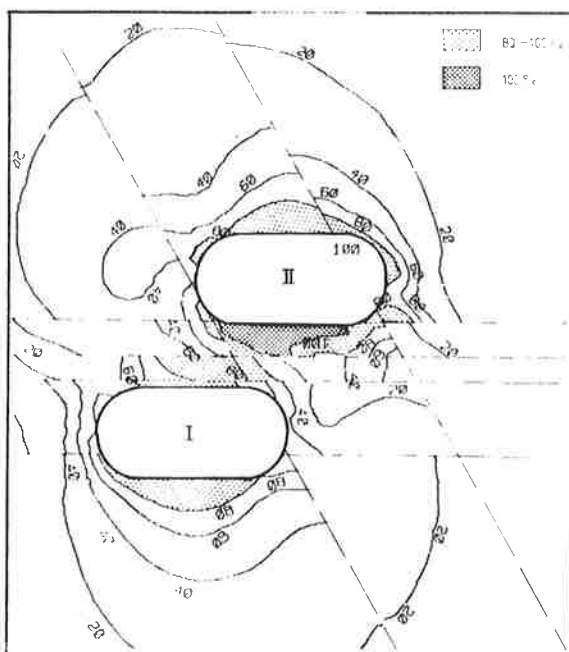
- a) Med bultar. Max. spänning 25 MPa
 b) Utan bultar. Max. spänning 27 MPa

FEM analysis. Deviator stresses

- a) With bolts. Max stress 25 MPa
 b) Without bolts. Max. stress 27 MPa



a)



b)

Fig. 6

FEM-analysis. Utnyttjande av hållfastheten uttryckt i procent.

- a) Med bultar
 b) Utan bultar

FEM analysis. Degree of strength mobilization

- a) With bolts
 b) Without bolts

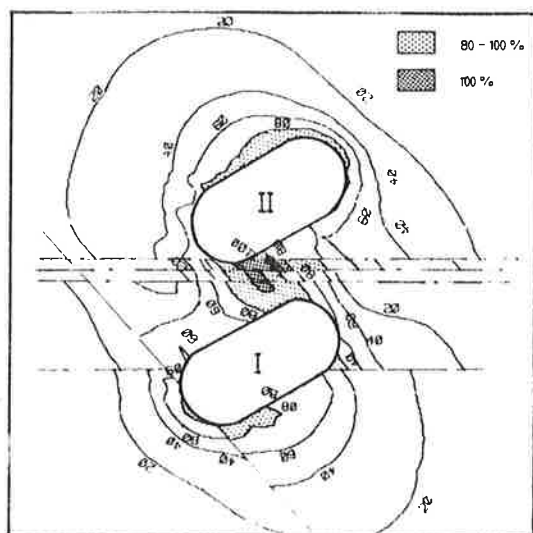


Fig. 7

FEM-analys. Nivå +225. Initialspänningar
 $\sigma_y = 2 \sigma_x = 8,3 \text{ MPa}$
 Utnyttjande av bergmassans hållfasthet i procent.

FEM-analysis. Level +225. Initial stresses
 $\sigma_y = \sigma_x = 8.3 \text{ MPa}$
 Strength Mobilization.

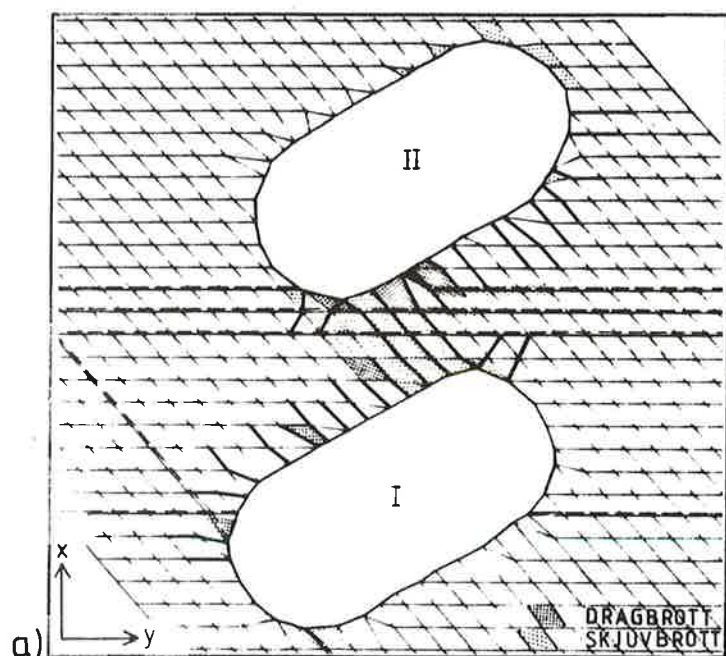
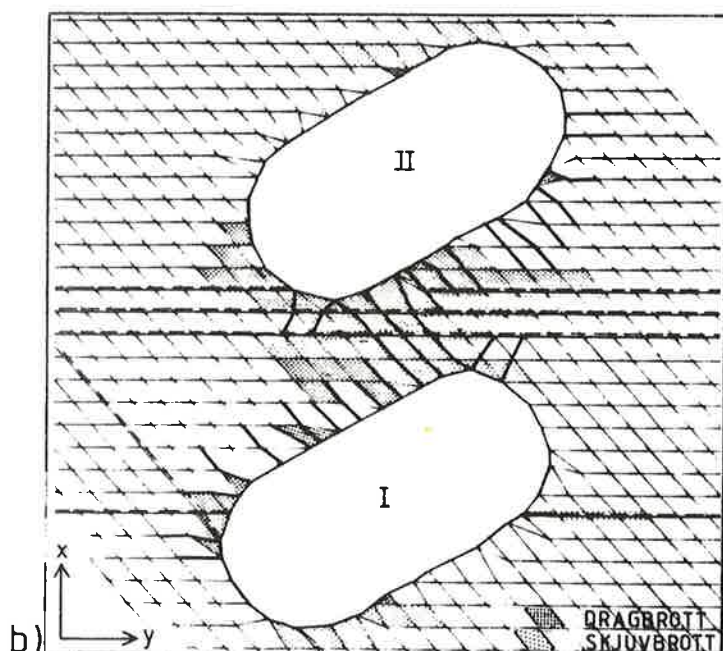


Fig. 8

FEM-analys. Nivå +225. Element där det skett flytning i något skede under utjämnningen av spänningarna (vid någon iteration).



FEM-analysis. Level +225. Elements yielded at any iteration.

- a) $\sigma_x = 7.0 \text{ MPa}$
- b) $\sigma_y = 2 \sigma_x = 8.3 \text{ MPa}$

STABILITETSBERÄKNINGAR OCH UPPFÖLJNING AV SPRÄNGD JORD-BERG-TUNNEL

Bergsingenjör Ivar Öhman, Tyréns Företagsgrupp AB

1. INLEDNING

I Örby har Stockholms va-verk anlagt en 7 m² spillvattentunnel som i huvudsak är förlagd relativt ytligt i berg, vars topografi varierar.

På tre sträckor om totalt ca 80 m längd är bergtäckningen mindre än 1 m eller saknas berget helt. Tunneln korsar bl a en tungt trafikerad gata inom detta område.

Alternativa lösningar för att bygga de jordförlagda tunneldelarna har diskuterats vid projekteringen. Alternativen omfattade bl a tunnelbygge i öppna schakt eller tunneldrivning genom jetpelarförstärkt jord.

Stockholms va-verk förordade att tunneln skulle utföras enligt sistnämnd metod. Erfarenheter från tunneldrivning i jetpelarförstärkt jord saknades då inga liknande projekt utförts.

2. JETPELARMETODEN

Jetinjektering är ursprungligen en japansk injekteringsmetod, vilken utnyttjar vatten och luft under högt tryck för att åstadkomma ett utrymme i jorden som kan injekteras med cement. Jetinjektering är en skonsam grund- och anläggningsmetod för förstärkning eller tätning av jord. Metoden kan användas i de flesta jordarter, särskilt där konventionell injektering är omöjlig och där man vill injektera en i förväg bestämd jordvolym. Jetinjekteringen kan utföras antingen i form av jet-skärmar eller jetpelare.

Tillredning av jetpelare omfattar tre moment, se Fig 1.

- A - Borrning av pilothål (ø 150 mm)
- B - Spolning av slam i övre munstycke
- C - Injektering via nedre munstycke

Den valda tunnelmetoden ger följande fördelar:

- Ingen eller ringa störning på omgivningen
- Samma drivningsteknik i berg som i förstärkt jord
- Inga öppna schakt, förutom tunnelpåslag
- Snabb produktion av jordförstärkning

Jetpelarna placerades i fyra rader längs tunnelsträckningen, som visas på Fig 2. Fig 3 visar en sektion genom en jetpelarförstärkt jordtunnel. Den jetpelarförstärkta jordens karaktär kan man se på Fig 4, där jetpelarna når ner till anfangshöjd.

3 DIMENSIONERING

Vid dimensioneringen antogs hållfasthetsparametrar för jetinjekterat jordmaterial, som erhållits vid utförda projekt i Japan och vid utförda försök i Sverige.

I princip gjordes beräkningarna för en förstärkningsring kring cirkulär tunnel förlagd i jord och under grundvattennivån. Beräkningsmetoderna som använts gav följande resultat:

Metod	Utgångspunkt	Ringtjocklek
för tvångsstyrd bäge vid	tryck = 330 kPa	0,28 m
enl GOBIET vid	= 100 kPa	0,53 m
enl COATES vid	tryck = 330 kPa	0,51 m
enl KAJIMA	= 100 kPa	0,43 m
enl OBERT-DUVALL		0,8 m

För säkerhets skull bestämde man att jetinjektering skulle utföras på sådant sätt att den blivande tunneln erhöll en minst 0,8 m tjock injekterad ring (förstärkningsring) av tätt intill varandra stående jetpelare.

4. STABILITETSBERÄKNING

Parallellt med dimensioneringen utfördes en preliminär stabilitetsberäkning med datorprogram (FLAC) där samspelet av fyra olika material vid tunneldrivningen kunde studeras, nämligen lera, lös morän och packad morän som alla jetpelarförstärkts och berg. Beräkningen gav följande värden:

	Tunnelvägg	Tunneltak
Max förskjutning	-0,5 mm	-1,4 mm
Max spänning HOR	-3 kN/m ²	25 kN/m ²
Max " VERT	187 kN/m ²	14 kN/m ²

Finita differensberäkningen visade ett jetinjekterade jordlager uppförde sig inom gränsen för elastiskt material.

De beräknade rörelseriktningarna framgår av Fig 5, i det fall man har jetpelarförstärkt jord kring tunneln och i tunnelbotten berg.

5. UPPFÖLJNING

Uppföljningen av tunneldrivningen genom jetinjekterade jordlager (lerlager, lös morän, packad morän) omfattade vibrationsmätning, deformationsmätning, materialprovning och kontroll av grundvatten.

Vibrationsmätning

Vertikala svängningshastigheter vid sprängning registrerades i fyra stänger, vilka inborrats från markytan 1 m in i jetpelartoppen och fastinjekterades. Geofoner anbringades i stängernas överändar vid marken. Stålstängernas längder var ca 3-4 m, avstånd markyta - jetpelartopp. Mätningarna utfördes framför, bakom och intill sprängplatsen.

Mätresultaten visade att den maximala vibrationshastigheten intill sprängplatsen är avsevärt större än 100 mm/s, men dämpas relativt snabbt och har på ett avstånd av ca 6-7 m minskat till acceptabla värden enligt förutsägelse i projekteringsskedet, dvs mindre än 50 mm/s.

Trots stor dynamisk påverkan har inga skador pga sprängning konstaterats i kvarvarande jetinjekterat material.

Deformationsmätning

Relativa deformationer (konvergensmätning) har uppmätts i en jetpelarförstärkt tunnelsektion, se Fig 6. Mätningar utfördes mellan tre fastinjekterade bultar, en i tunneltaket (T) och en på vardera tunnelväggen (H) och (V).

Mätpunkterna installerades ca 2 m bakom tunnelfronten, varefter mätningarna utfördes vid fyra tillfällen innan sprängning av första salvan. Därefter registrerades deformationer efter varje salva till dess inga ytterligare deformationer kunde konstateras.

Punkterna var inte anslutna till något koordinatsystem i tunneln, vilket får till följd att rörelserna enbart kan relateras till varandra. Av erfarenhet vet vi dock att väggarna normalt rör sig i horisontalled och taket ungefär vertikalt. Med dessa förutsättningar kan man räkna ut relativ rörelse i takpunkten under mätperioden. Resultatet redovisas i diagramform, se Fig 7 där kurvorna:

- TH visar tunneltakets rörelse i förhållande till höger vägg
- TV " " " " " vänster "
- VH " väggarnas rörelse

Under tiden för montering av mätutrustning och till första salvan sänktes tunneltaket med ca 2,1 mm, vilket i huvudsak skedde vid skjutningstillfället.

Tunnlar i berg påverkas normalt av de spänningar som råder i berggrunden. Tunneln i detta fall ligger huvudsakligen nära bergytan, där spänningarna huvudsakligen bestäms av det överliggande bergets och jordens egenvikt. Berg kännetecknas av normal elasticitet under det att jetpelarförstärkt jord är seg och elastoplastisk.

Den resulterande nedsjunkningen av tunneltaket i det mätta jetpelarpartiet var som störst 3 mm vid tunnelns spännvidd 3 m, vilket innebär ca 1 ‰ deformation.

Deformationsmätningarna visar att den i jämförelse med berg mer plastiska jetpelaren har en nedsjunkning som är helt acceptabel. Nedsjunkningen avklingade efter det att brytningsfronten avlägsnade sig med mer än 15 m.

Nedsjunkningens storlek i tak ligger på mellan 2,5 och 3 mm. Väggarna har rört sig ca 2 mm.

6. MATERIALPROVNING

Strax innan tunneldrivningen påbörjades i de jetinjekterade områdena undersöktes jetpelarna genom kärnbörning. Avsikten var att kontrollera materialets densitet, tryckhållfasthet, och homogenitet. Resultatet från 15 prover kan sammanfattas sålunda:

	Min	Max	Medel
Tunghet	1100 kN/m ³	2090 kN/m ³	1500 kN/m ³
Tryckhållfasthet	2,3 MPa	20,1 MPa	8,1 MPa

Stora variationer konstaterades för både densitet och hållfasthetsparametrar. Jetpelare med stor densitet visade även relativt höga tryckhållfasthetsvärden. Övervägande delen av borrhärnorna visade sig bestå av homogen jetinjekterad massa.

7. GRUNDVATTENFÖRHÅLLANDEN

Grundvattenytan i området var belägen ca 2 m ovanför tunnel-taket, vilket kunde konstateras i observationsrör. Tillåten inläckning till tunneln fick uppgå till max 3 l/min och 100 m.

Under tunneldrivningen konstaterades pelarna vara täta, medan visst läckage förekom vid deras anliggning mot bergytan. Detta var tydligast vid lutande bergyta, där pelarens botten ger en mindre kontaktyta mot berget.

Vid färdig tunnel, dvs efter för- och efterinjektering, konstaterades genom mätning av inläckande vatten i tunneln och mätning av grundvattenytorna i observationshålen att tillräcklig täthet erhöles.

8. RESULTAT

Det erhållna resultatet från uppföljningen av jord-berg-tunneln kan sägas vara tillfredsställande vad gäller:

- A Jetpelarnas statiska stabilitet och tunnelvalvets bärförmåga
- B Jetpelarmaterialets täthet
- C Jetpelarnas dynamiska påverkan vid sprängning
- D Jetpelarmaterialets homogenitet (lera, lös morän, packad morän)

Punkterna A och B var avgörande vid dimensioneringen av hur stort område som var nödvändigt att jetinjektera omkring föreslagen tunnelprofil.

Det är sannolikt att jetpelarmaterialet går att utnyttja mer än vad som gjorts i detta fall.

9. SUMMARY

Provided that the rock surface is situated on such a level that a conventional rock tunnel cannot be built, special measures must be taken of the carrying through. The principal alternatives have so far been to cast the tunnel in open excavations within tight sheet piling or wall of cast in situ piles. A new method is to lead the tunnel through soil improved with jetgrouting.

To-day we have to plan, project and to build in a way so that harmful changes of the ground water do not arise. Through jetgrouting it is possible to stop and strengthen moraine so that subsurface tunnelling can be carried out. Then it is important to dimension and delimit the stabilized area, so that the tunnelling can be performed under safe conditions both regarding caveing in and ground water lowering.

JET PELARE

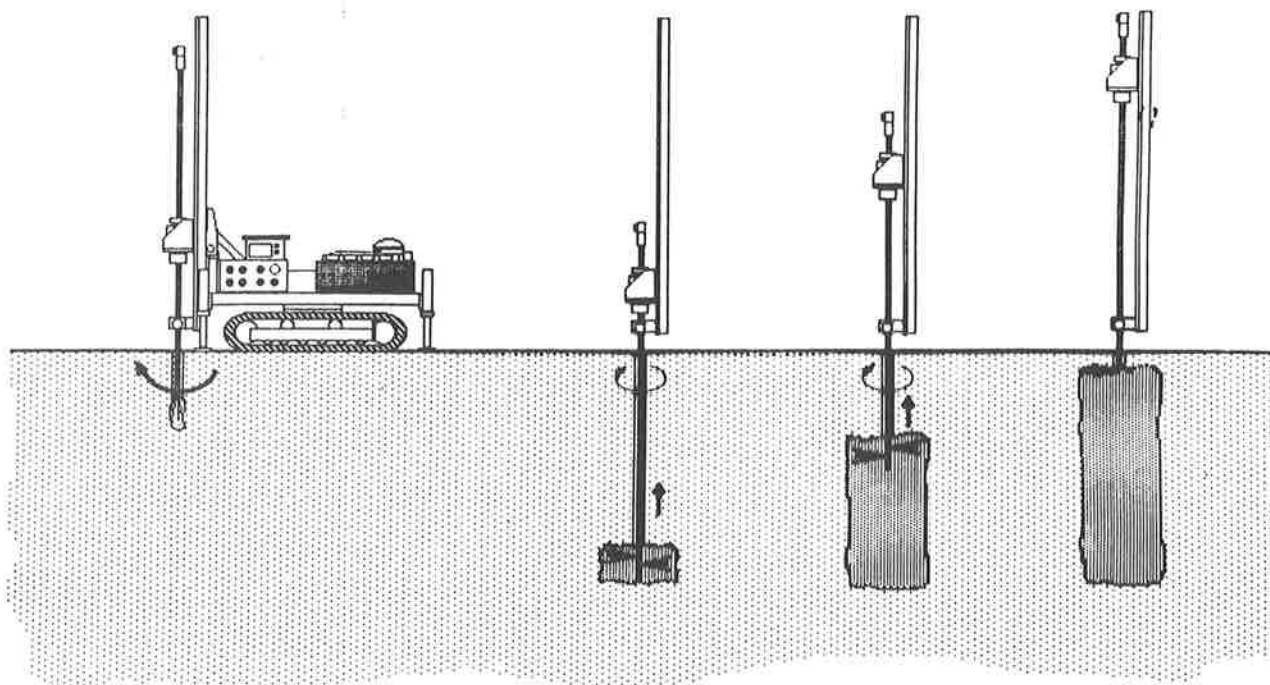
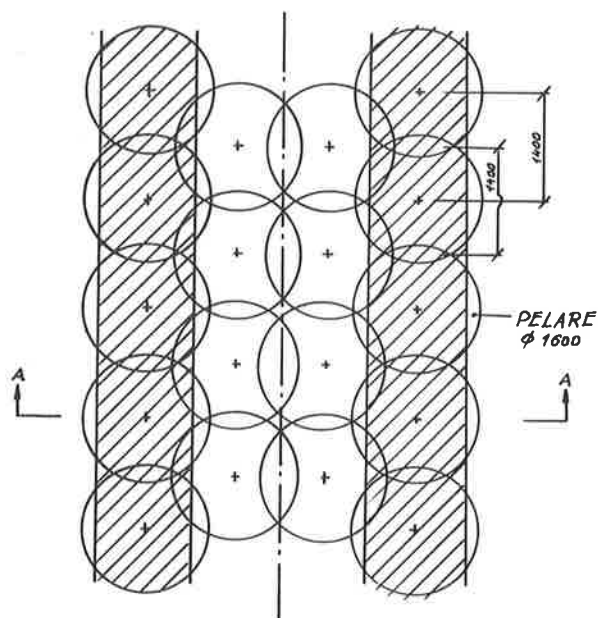


Fig 1. Tillredning av jetpelare.

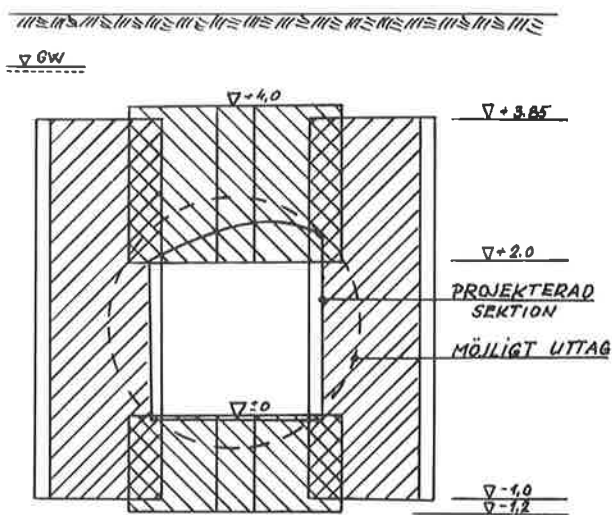
ÖRBYTUNNELN

SEKTION 798



PLAN 1:50

Fig 2. Jetpelarnas placering längs tunneln.



SEKTION A-A SKALA 1:50

UK PELARE TILL ANGIVEN
NIVÅ ELLER TILL BERG
DÄR DETTA LIGGER HÖGRE
VID UTGÅNG UR ELLER IN-
GÅNG I BERG INJEKTERAS
ÄVEN TUNNELSEKTIONEN

PERMANENT FÖRSTÄRKNING
MED ENKELARMERAD SPRUT-
BETONG OCH 4 PÅSLAG.
KONTROLL UNDER AR-
BETSTIDEN MED KONVER-
GENSMÄTNING AVGÖR OM
YTTERLIGARE FÖRSTÄRK-
NING BEHÖVS

Fig 3. Sektion genom jetpelarförstärkt jordtunnel.



Fig 4. Tunnelfront med jetpelarförstärkt jord i taket.

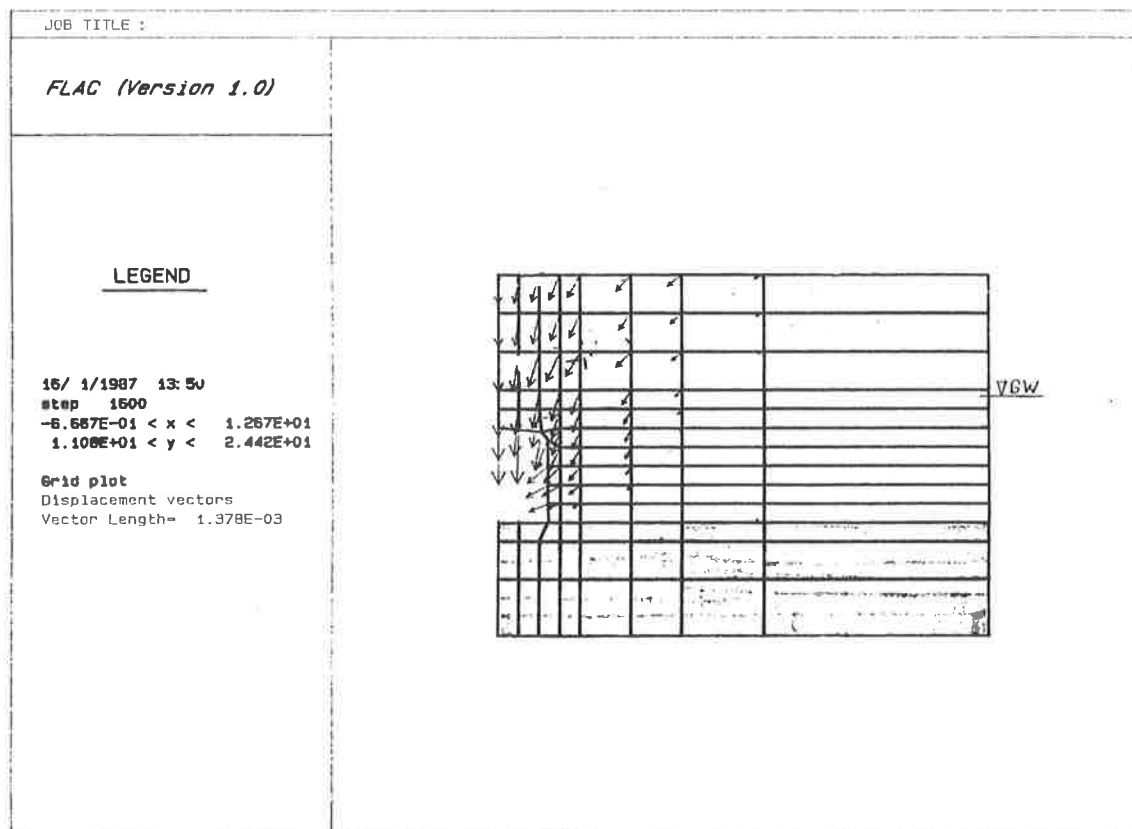


Fig 5. Beräknade rörelseriktningar kring tunnel i jetpelarförstärkt jord.

ÖRBY TUNNELN

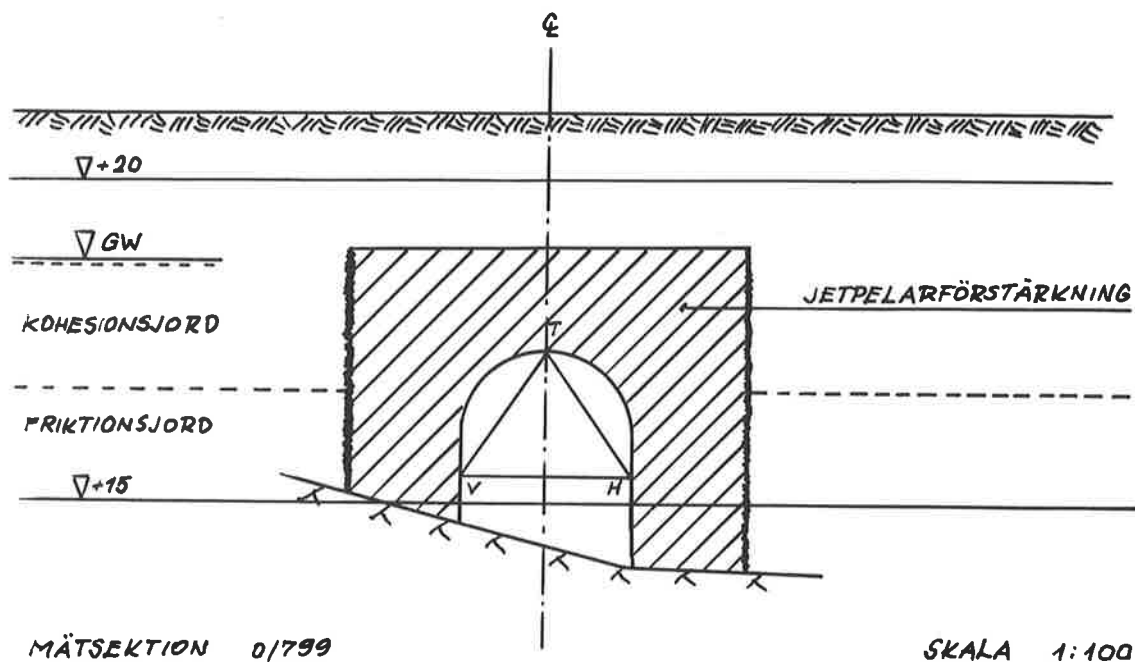


Fig 6. Deformationsmätning

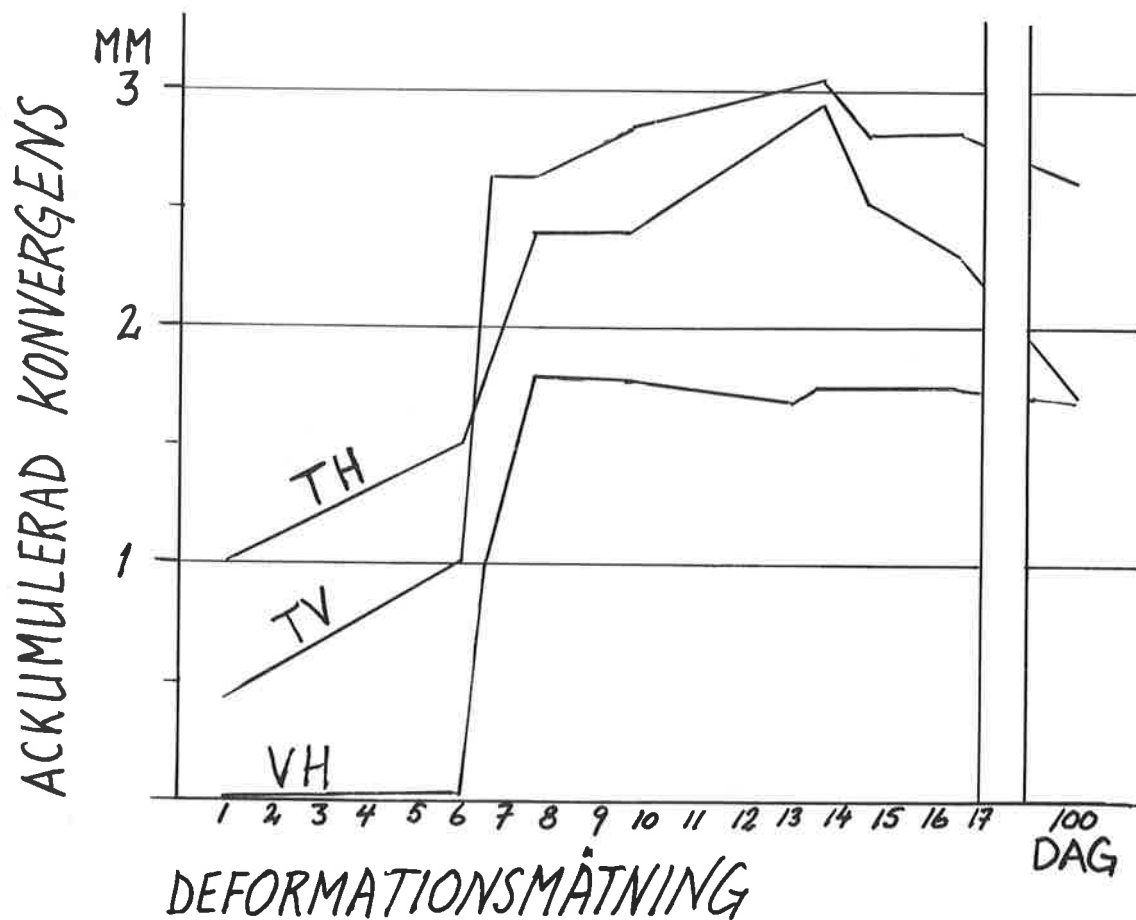


Fig 7. Uppmätta deformationer

Bergstabilisering genom avlastningssprängning - erfarenheter från Boliden gruvor

Rock stabilisation by destress blasting - experiences from Boliden
mines

N. Krauland, P.E. Söder, Boliden Mineral AB, Boliden

1. BAKGRUND

I flera Bolidengruvor har vi provat och använt avlastningssprängning som ett medel att förbättra bergrumsstabiliteten. De första försöken gjordes 1978 i Näsliden; metoden har använts sedan dess i flera gruvor när vi ansåg att gynnsamma förutsättningar för dess användning förelåg. Vi vill här ge en kort beskrivning av metoden och en sammanfattning av våra erfarenheter.

2. AVLASTNINGSPRINCIPEN

Avlastningssprängning är en metod att förbättra stabiliteten hos ett bergrum som är utsatt för högt bergtryck. Bergtrycksproblemen kan komma till uttryck i form av smällberg eller en långsam söndertryckning av berget.

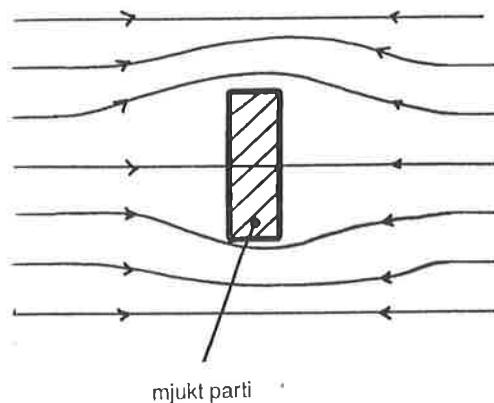
Stabilitet kan förenklat uttryckas som förhållandet mellan hållfasthet, eller bergets förmåga att klara deformationer, och belastning.

Stabilitet = hållfasthet/belastning

Stabiliteten kan förbättras genom att öka detta förhållande, antingen genom att öka hållfasthet eller genom att minska belastningen.

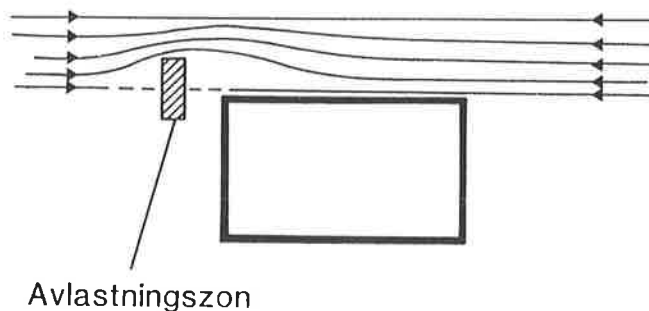
Konventionella metoder att förbättra bergets hållfasthet (alternativt att öka deformationståligheten) är bergbultning, betongsprutning mm. Avlastningssprängning är en metod att istället minska belastningen i de kritiskt belastade bergpartierna.

En minskning av styvheten inom ett bergparti medför minskade spänningar inom detta och i angränsande partier i tryckskuggan, medan berget utanför avlastningszonen utsätts för förhöjd belastning, figur 1.



Figur 1. Avlänkning av spänningar runt avlastat parti.
Deviation of stresses around destressed zone.

Genom att placera en avlastningsslits i eller nära det kritiskt belastade bergpartiet avlastas detta. Figur 2 visar avlastning av taket i en ort i horisontellt skiktat berg under horisontellt tryck.



Figur 2. Avlastning av tak i ort utsatt för högt horisontellt tryck.
Destressing of roof in a drift subjected to high horizontal compressive stresses.

Avlastningsslitsen bör placeras så att en omlänkning av belastningen sker från bergöppningen mot bergets inre, där berget är inspänt och därför också tål högre belastningar.

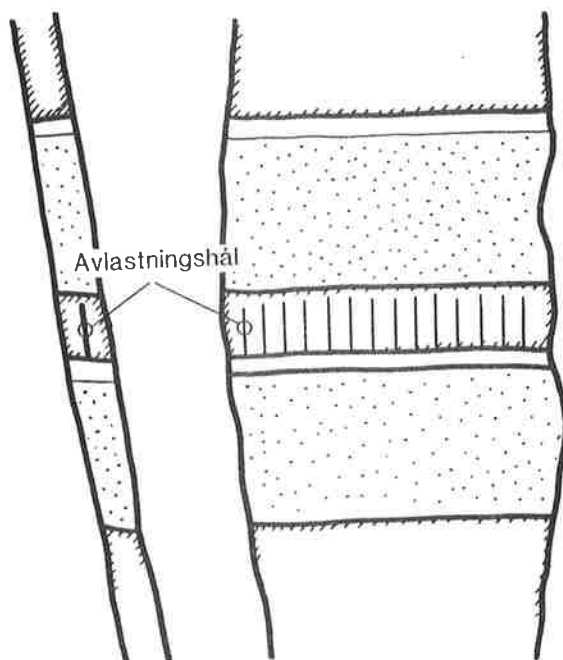
Figur 3 visar hur man kan avlasta ett större bergparti, i detta fall en horisontell pelare. Omflyttningen av krafterna sker från pelaren till berggrummets begränsningar. Avlastningsslitsen kan placeras i sidoberget utanför pelaren, men också i själva pelaren.

En fullständig avlastning av det kritiskt belastade bergpartiet eftersträvas inte. En begränsad tryckbelastning har en stabiliserande effekt på berg, som t. ex inspänning av block som är avgränsade genom sprickor.

3. UTVECKLING AV AVLASTNINGSSPRÄNGNING

Den omedelbara anledningen till att utveckla avlastningssprängning som bergstabiliseringsmetod var takproblem i ett igensättningsbrytningsrum i Näsleden. På grund av

högt horisontellt bergtryck spjälkades taket upp i flacka skivor, ofta flera meter upp i taket. Detta var ofta åtföljt av smällar.



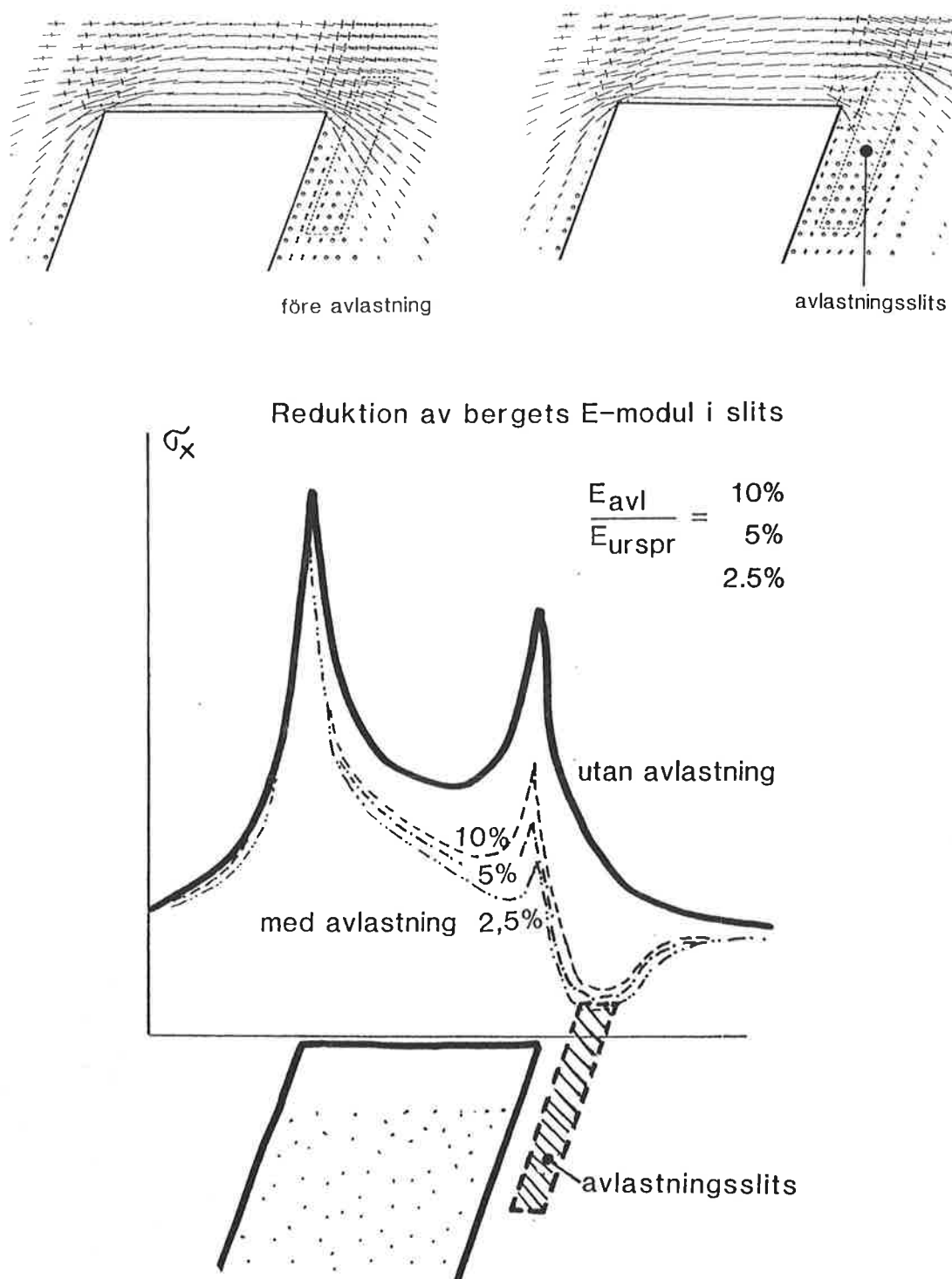
Figur 3. Avlastning av hel mellanskiva vid igensättningsbrytning.
Destressing of a sill pillar in cut and fill mining

Utvecklingsarbetet inriktades på två aspekter:

- att visa och kvantifiera avlastningen av taket i ett igensättningsbrytningsrum genom en lämpligt placerad avlastningsslits
- att testa fram lämpliga sprängämnen och undersöka bergets uppkrossning kring språnghålet

3.1 Bergmekaniskt verkningssätt hos avlastningssprängning

Avlastning sker genom sprängning i ett begränsat bergparti. Ofta placeras flera hål i en rad, så att en avlastningsslits formas. Berget krossas och spricker upp i sprängningens omgivning, varigenom bergets motstånd mot deformation, alltså dess styvhet, minskar. Om man antar att bergets hoptryckning är proportionell mot belastningen, kan bergets styvhet i avlastningszonen beskrivas med elasticitetsmodulen E . Inverkan av en mjukare avlastningszon i liggväggen på takspänningarna ovanför ett brytningsrum studerades i en FE-modell, Krauland, Nilsson 1978. Figur 4 visar de horisontella tryckspänningarna i taket vid varierande uppmjukning av avlastningszonen.



Figur 4. Avlastning av taket i ett igensättningsrum genom en avlastningsslits i liggväggen
Destressing of the roof in a cut and fill stope by a destressing slot in the footwall

3.2 Sprängningsteknik

Vi försökte spränga den avlastningsslitsslits, som vi hade simulerat i FE-modellen, i liggväggen av rum 3 i Näsliden, Nilsson 1978. Slitsen sprängdes i sidoberget på rum 3 i Näsliden, för att avlasta taket. Försöket lyckades inte. Det visade att sprängningstekniken behövde förbättras. Sprickutbredningen runt borrhålen blev mycket liten. I ett gemensamt projekt mellan Boliden och SveDeFo testades sedan sprickutbredningen för två sprängämnen, Primex och Dynamex-B. Primex är ett högbrisant sprängämne med en detonationshastighet av 5500 - 6500 m/s och ett detonationstryck av 14 GPa. Dynamex-B har ett detonationstryck av 2 - 3 GPa. De testades i Näsliden i Ø 38 mm borrhål i sericitkvartsit, placerade så att utslag undveks. Resultaten visade att man med Primex fick en finkrossning till ett avstånd av ca. 2 - 2,5 gånger det laddade borrhålets radie. Radiella synliga sprickor observerades ut till ca. 10 - 12 laddningsradier. Dynamex-B gav under samma förutsättningar endast en obetydlig krosszon och diameterökning, samt få och korta synliga radiella sprickor, Bjarnholt et al., 1979.

4. FÄLTFÖRSÖK OCH TILLÄMPNINGAR

4.1 Uppläggning och omfattning

4.1.1 Val av objekt

Vid fortsatta försök och tillämpningar valde vi objekt för avlastningssprängning som uppfyllde de huvudkrav som vi kommit fram till vid utvecklingsarbetet i Näsliden, nämligen:

- högt belastat berg
- belastningssituationen måste vara så pass entydig att man kan placera avlastnings-slitsen rätt
- stabilitetsproblem (smällberg eller intensiv sönderbrytning) bör vara så besvärliga att bergbultning och/eller betongsprutning inte räcker till.

De tillämpningar som provats är dels avlastningar i samband med drivningen (4 platser), dels avlastning av tak i redan öppnade rum, (2 platser). Objekten, berg-problemen och placeringen av avlastningszonerna finns sammanfattade i Tabell 1. En mer detaljerad beskrivning av de olika objekten ges i Appendix 1.

4.1.2 Sprängningsteknik

Avlastningen utformades så att inte själva sprängningen förorsakar nya typer av stabilitetsproblem. Vi har bedömt följande som viktigt:

- Avlastningszonen skall placeras så långt in i berget, att bergrummets väggar eller tak inte sprängs sönder.
- Flera avlastningshål placeras intill varandra så att en slits av sprickigt berg bildas.

Avlastningssprängningen har gjorts med Bonogel A och Primex i små laddningar, 1-2 kg/hål, och i klena borrhål, 38-51 mm. När avlastningen sker samtidigt med berg-rummets drivning, initieras avlastningshålen samtidigt med öppningshålen, så att avlastningsladdningarna har detonerat innan bergrumskonturen sprängs fram. Vid

Tabell 1: Översikt över avlastningsobjekten

Avlastningsobjekt

Bergproblem

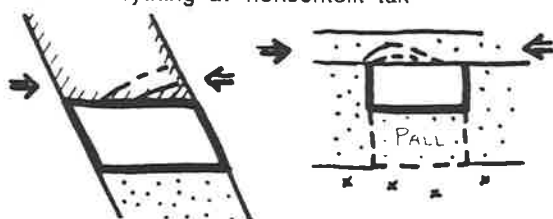
Sylte med avlastnings-
sprängning

Placering av sprängladdning

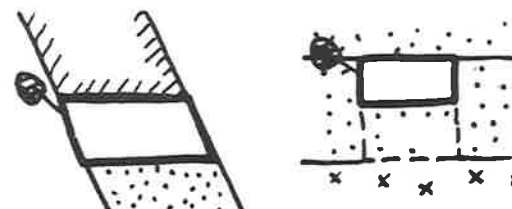
Rumstak:

Näsliden (79)
Näsliden (87)
Laisvall (85)

sönderbrytning av horisontellt tak



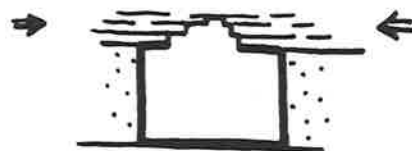
Minska spänningen i tak
på brytningsrum vid
1. brytning av mellanskivor
2. ökning av rumshöjder



Orter:

Guttusjö (80)
Laisvall (86)

Sönderbrytning av horisontellt skiktat tak



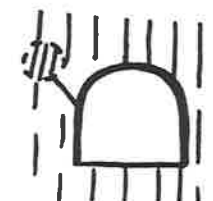
Minska horisontell spänning
i tak och takskador i samband
med ortdrivning



Smällberg i tak och gavel vid ortdrivning



Garpenberg
Norra (86)



Sönderbrytning av tak i lutande
geologiska skikt



Stekenjokk (86)

Minska belastningar och
skador på anfang



avlastningssprängning i efterhand utökas avståndet mellan borrhål och bergrummets kontur.

4.1.3 Bergmekanik

Ur bergmekanisk synpunkt gäller det att påvisa avlastningens effekt på bergrummets stabilitet och helst att kvantifiera den. Vid avlastning efter drivning är det möjligt att mäta deformationer, vilket har skett i Laisvall och i Näsliden. Vid avlastning samtidigt med drivning av orter är det svårare att mäta avlastningseffekten. Försök gjordes vid ortdrivning i Stekenjokk att mäta ändringar i ortprofilens deformation pga avlastningen. I samtliga fall gjordes en mera kvalitativ uppföljning genom att kartera om bergproblemen i form av smällberg och behov av bergbultning och efterskrotning minskade.

4.2 Resultat

Bergmekaniska förutsättningar, sprängningsteknik och resultaten, för testerna sammanfattas i Tabellerna 2a och 2b. Ytterligare detaljer ges i Appendix 1.

5. DISKUSSION

5.1 Bergmekanisk effekt av avlastningen

Deformationsmätningarna och uppföljningen av bergtrycksyttringar visar att konceptet att avlasta ett kritiskt belastat bergparti genom en sprängd avlastningsslits på säkert avstånd från bergrummets yta fungerar tillfredsställande. Det motsvarade förväntningarna från FE-beräkningen. En klar förbättring av stabilitetssituationen efter sprängningen erhöles i flera fall. Smällberg minskade kraftigt eller upphörde helt, och förstärkningsbehovet minskade starkt. De platser där vi lyckades med avlastningssprängning är:

- Näsliden rum 5
- Garpenberg Norra
- Laisvall omr 15
- Laisvall område 1300
- Guttusjö

I flera fall (Guttusjö och Laisvall) minskades avlastningsinsatsen efter ett tag, varvid problemen kom igen. Vid återgång till ursprunglig avlastningsteknik förbättrades situationen. Detta tas som bevis för att avlastningen verkligen hade avsedd effekt.

I Stekenjokk noterades en positiv effekt av avlastning, den var dock inte tillräckligt bra för att motivera införande av driftsmässig avlastningssprängning. I både Garpenberg Norra och Stekenjokk var det svårt att bedöma huvudspänningsriktningen. I Stekenjokk hade man stor variation i spänningsfältets riktning pga snabbt växlande veckstrukturer i orten. Trots de relativt omfattande deformationsmätningarna som hade gjorts i Stekenjokk var det svårt att placera avlastningsslitsarna rätt.

5.2. Uppmjukning av avlastningszonen

Sättet att spränga varierades något mellan de olika projekten, men vi följde i huvudsak det koncept som vi tillsammans med Svedefo kommit fram till vid försöken i Näsliden.

Tabell 2a: Sammanfattning av avlastningssprängningarna. Bergmekaniska förutsättningar

Provplats	Djup	Största spänning	Bergart	E-modul (GPa)	Tryckhållf. (MPa)	Geologi
Rumstak:						
Näsliden rum 5	500m	horisontell vinkelrätt rum	sericit- kvartsit	60	110-290	vertikalt skiktad
Näsliden rum 3	300m	horisontell vinkelrätt rum ≈ 40 MPa	klorit	40	60-110	vertikalt skiktad
Laisvall tak i omr 15	240m	horisontell vinkelrätt rum ≈ 20-25 MPa	sandsten	50	200	horisontellt skiktad
Orter:						
Laisvall	300 m	horisontell	lerskiffer	40	150	horisontellt skiktat
Guttusjö	300 m	horisontell	sandsten	60	400-700	horisontellt skiktad
Garpenberg N	450m	horisontell ?	kvartsit	50	150	vertikalt skiktat
Stekenjokk	700m	vertikal ?	kvartsit		≈100	skiktat, lutande

Tabell 2b: Sammanställning av avlastningssprängningarna. Utförande och resultat.

Provplats	Avlastad längd	Placering av avlastningsslits	Sprängämne	Laddning per hål	Resultat	Anmärkningar	Uppföljning
Rumstak:							
Näsliden rum 5	> 40m	i liggväggen, 3hål/salva	Bonogel A	≈ 1kg	smällberg upphört, minskade takskador		besiktning
Näsliden rum 3	28m	i liggväggen, 86 hål	Dynamex	≈ 1.4-2kg	ingen avlastning	fel sprängämne, seg bergart	besiktning def. mätning av rum
Laisvall tak i omr 15	30m	ovanför pelare i genomslag, 3-4 hål/10m	Primex	≈ 1kg	minskad last på tak, sönderbrytning upphört		besiktning def. mätning av rum
Orter:							
Laisvall	> 150m	i sidoberget ovanför taknivå, 3 hål/salva	Bonogel A	≈ 1kg	sönderbrytning upphört minskade takskador	stor variation i borrhåls- riktning	takskadekartering def. mätning i tak
Guttusjö	> 100m	i sidoberget ovanför taknivå, 3 hål/salva	Dynamex och Primex	≈ 1.5kg	smällberg och takskador upphört	efter minskning till 2 hål per salva åter takproblem	besiktning
Garpenberg N	> 60m	i sidoberget ovanför taknivå, 3 hål/salva	Bonogel A	≈ 1kg	smällberg och takskador upphört	spänningsriktning oklar	besiktning
Stekenjokk	16m	i sidoberget under anfang, 6 hål/salva	Bonogel A	≈ 1kg	minskade deformationer av ort	spänningsriktning oklar veckstrukturer hos berget	besiktning def mätning av ort

Hålavstånd i avlastningsslitsen genomgående ca. 1 m.

Mekanismerna som leder till uppmjukning av avlastningszonen är inte helt klarlagda, men vi har följande uppfattning: En förutsättning för framgångsrik avlastning är att bergpartiet, där avlastningsslitsen placeras, är högt belastat. Genom sprängningen uppstår en krosszon kring borrhålet. Därigenom minskar det kvarstående friska berget mellan sprängborrhålen i avlastningszonen. Belastningen på det friska berget ökar då ytterligare. Progressivt brott i de friska partierna på grund av denna belastningsökning spelar sannolikt en viktig roll i uppmjukningen av avlastningszonen.

5.3 Driftmässiga resultat

Det har visat sig vara svårt att rikta hålen rätt och därmed placera avlastningsslitsen rätt, speciellt när bergrumskonturerna är oregelbundna. Detta framgår av inmätningarna av borrhål i Appendix 1. När avlastning sker samtidigt med drivningen, är det önskvärt att borrar och sprängning av avlastningshål kan ske i samband med motsvarande arbeten i salvcykeln för att göra metoden driftmässigt effektiv.

6. SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Våra erfarenheter med avlastningssprängning kan vi sammanfatta enligt följande:

1. Det är nödvändigt att använda ett högbrisant sprängämne.
2. Sprängningen skall placeras så att avlastningsslitsen minskar belastningen i det parti som skall avlastas. Detta förutsätter att huvudspänningsriktningar och belastningssituationen skall vara kända eller skall kunna bedömas.
3. Avlastningssprängning skall ske i berg belastat till nära brottgränsen. Berget skall ha sprödbrottbeteende. Sprängning medför uppkrossning och uppsprickning kring borrhålet, men sannolikt spelar progressivt brott i det kvarstående friska berget en viktig roll.
4. Det är relativt lätt att med hjälp av modellberäkningar bestämma den hoptryckning av avlastningsslitsen som behövs för att uppnå önskad avlastning. Det saknas däremot kunskap om hur man dimensionerar sprängningen för att uppnå den önskade hoptryckningen av avlastningszonen.
5. Vid komplicerade bergstrukturer är det svårt att bestämma spänningsfördelningar och spänningsriktningar och därmed kunna placera avlastningsslitsen rätt.
6. Vid rätt användning har avlastningssprängning visat sig vara effektivare, snabbare och billigare än ökade insatser av bergbultning och/eller betongsprutning för att åtgärda besvärliga bergtrycksproblem.

Dessa slutsatser leder fram till följande rekommendationer:

1. Mekanismerna som leder till uppmjukning av avlastningszonen är inte väl förstådda och bör därför undersökas närmare. Undersökningarna skall utmynna i dimensioneringsregler för avlastningssprängning.
2. Kunskap om spänningsfördelningar kring orter med varierande strukturer och bergspänningsriktningar behöver förbättras.

3. Vi rekommenderar att testa avlastningssprängning i praktisk drift under varierande förhållanden, för att skaffa praktisk kunskap om metodens möjligheter och begränsningar. Även avlastning i större skala, som t. ex. avlastning av pelare och mellanskivor bör försökas, jämför Figur 4.

LITTERATUR:

- Bjarnholt, G., Krauland, N., Strandberg, R., 1979: Kross- och sprickzon runt ett helt inspänt borrhål som sprängts med brisant sprängämne. SveDeFo Rapport DS 1979: 7
- Blake, W., 1972 : Rock burst mechanics, Quart. Colo. School Mines, Vol. 67, No. 1, 64 p.
- Isaacson, E. de St. Q., 1958: Rock pressure in mines. Mining Publications Ltd., Salisbury House, London, E.C. 2, 212 p.
- Karwoski, W.J., McLaughlin, W.C., Blake, W., 1979: Rock preconditioning to prevent rock bursts--report on a field demonstration. US Bureau of Mines Report of Investigations RI 8381, 47p.
- Kleve, S., 1986 : Försök med avlastningssprängning i Stekenjokk, ramp 3, februari 1986. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 6/86
- Krauland, N., Lundmark, T., Lundmark, B., Montán, L., 1974: Reserapport Kanada 1974.
- Krauland, N., Nilsson, G., 1978: Bergförstärkning genom avlastning av taket, Näslidengruvan. Del 1. FEM-beräkningar. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 1/78
- Krauland, N., Strandberg, R., Bjarnholt, G., 1979: Avlastningssprängning i Guttusjön. SveDeFo Rapport DS 1979: 14
- Nilsson, G., 1978: Bergförstärkning genom avlastning av taket, Näslidengruvan. Del 2. Fältförsök. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 2/78
- Roux, A. J. A., Denkhaus, H. G., Leeman, E. R., 1956: The stresses in and the condition of the ground around mining excavations. Canad. Min. Metall. Bull., Vol. 49, 525, January 1956
- Strandberg R., 1987 : Avlastningssprängning på rum 5 i Näsliden. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 13/87
- Söder, P.E., 1985: Försök med avlastningssprängning av tak i Kautskymalmen, Laisvall. Boliden Mineral AB, Bergmekanikrapport 2/85
- Söder, P.E., 1986: Avlastningstester under 1986. Boliden Mineral AB, Laboratorie-rapport 2/86

APPENDIX 1: BESKRIVNING AV AVLASTNINGSSPRÄNGNINGARNA

Näsliden.

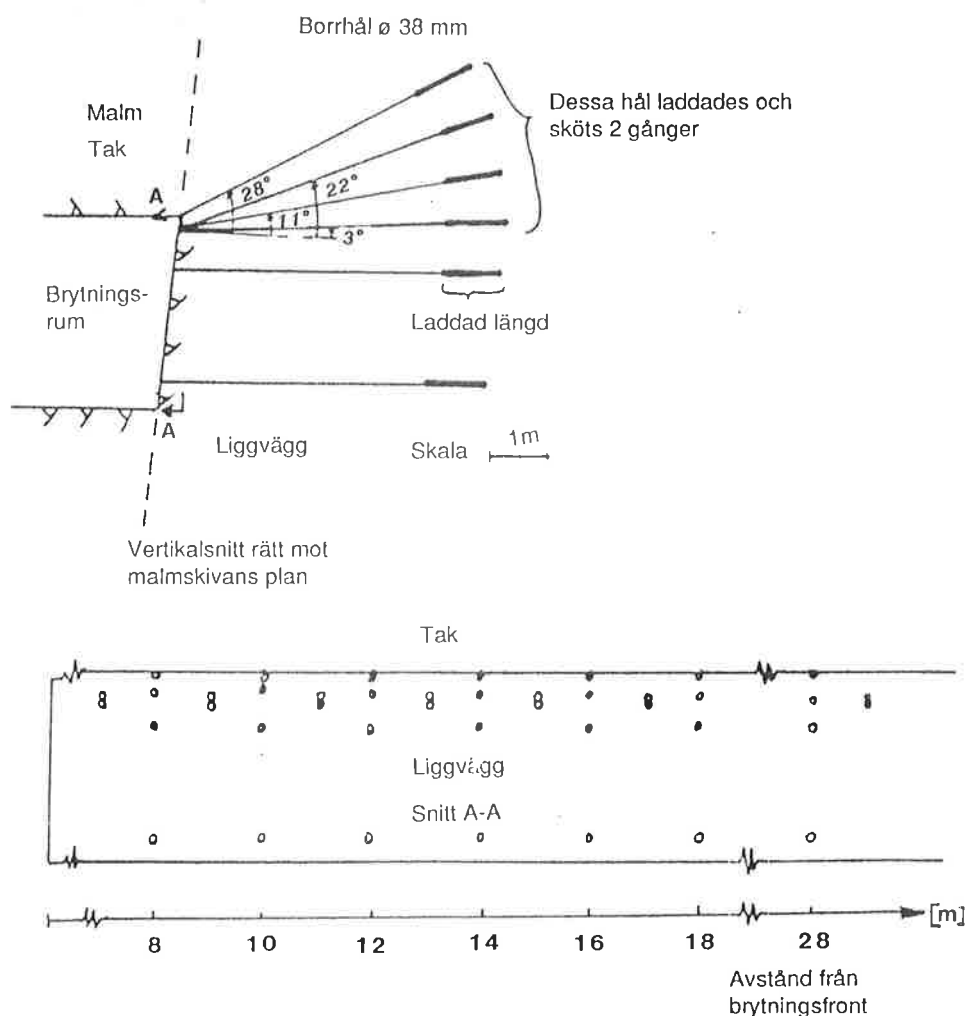
- Avlastning av rumstak, mellanskiva.

Två avlastningssprängningar har gjorts i Näsliden, en med misslyckat resultat (1978) pga fel typ av sprängämne, och en med lyckat resultat (1987). I båda fallen var det högt belastade brytningsrumstak som skulle avlastas. Den höga belastningen hade förorsakat sönderbrytning av taken, smällberg och mindre ras.

Test 1. Slits i sidoberget, efteravlastning av tak. (Krauland, Nilsson, 1978)

Avlastning av taket på rum 3 i Näsliden, provades genom att spränga en avlastningsslits i liggväggen. För dimensionering av avlastningsslitsen hade FE-beräkningar utförts genom att simulera inverkan av en mjukare zon på takbelastningarna.

Avlastningssprängningarna gjordes på en sträcka av 28 m i liggväggen. Sammanlagt borrades 86 hål, enligt Figur A1, i för att skapa den planerade avlastningsslitsen.



Figur A1

Borrplan vid försök till avlastningssprängning i rum 3 i Näsliden 1978.
Drilling pattern for destressing test in Näsliden Mine 1978.

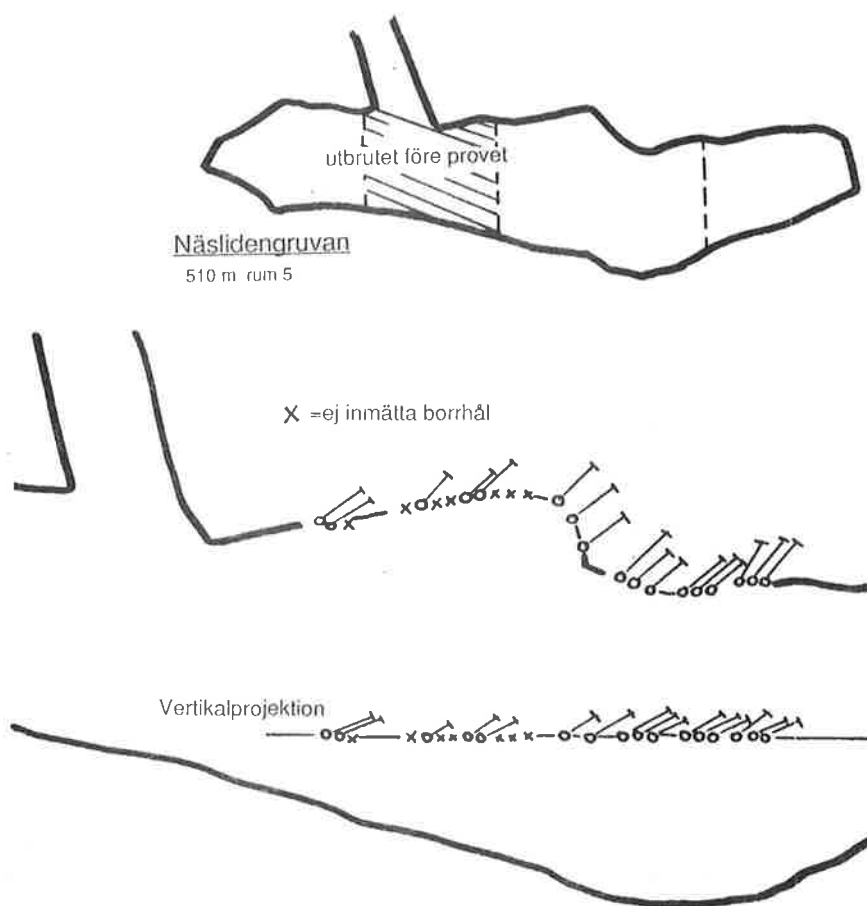
Borrhålen sprängdes i 10 sekvenser. Som sprängämne användes Dynamex-B, 1.4 kg per hål. Mätningar av brytningsrummets bergspänningar och deformationer skedde i tre mätprofiler. Mycket små deformationer och skillnader i spänningsnivåer uppmättes till följd av sprängningen. Försöken visade att önskad avlastning inte skedde pga otillräcklig uppkrossning av berget inom avlastningszonen. Detta kunde härledas till två faktorer:

- sprängämnet hade för låg detonationshastighet
- slitsen var placerad i en olämplig bergart, en seg klorit.

Resultaten av detta försök ledde till att utbredningen av krosszoner från sprängämnena Dynamex och Primex mättes i fältförsök i Näsliden, Bjarnholt et al., 1979.

Test 2. Slits i sidoberget, avlastning av tak i samband med drivning (Strandberg, 1987)

I slutbrytningsskedet av Näslidengruvan uppträdde mycket höga belastningar i kvarvarande mellanskivor. De höga belastningarna på mellanskivorna var främst horisontella, och ledde till smällberg och intensiv sönderbrytning av rumstaket. För att minska smällberget och få ett stabilare tak provades avlastningssprängning vid utbrytning av näst sista skivan på rum 5 i Näsliden. Mellanskivans tjocklek var då 10 m. Tre avlastningshål per salva borrades i liggsidan av malmen och sköts i samband med ordinarie salva, se Figur A2.

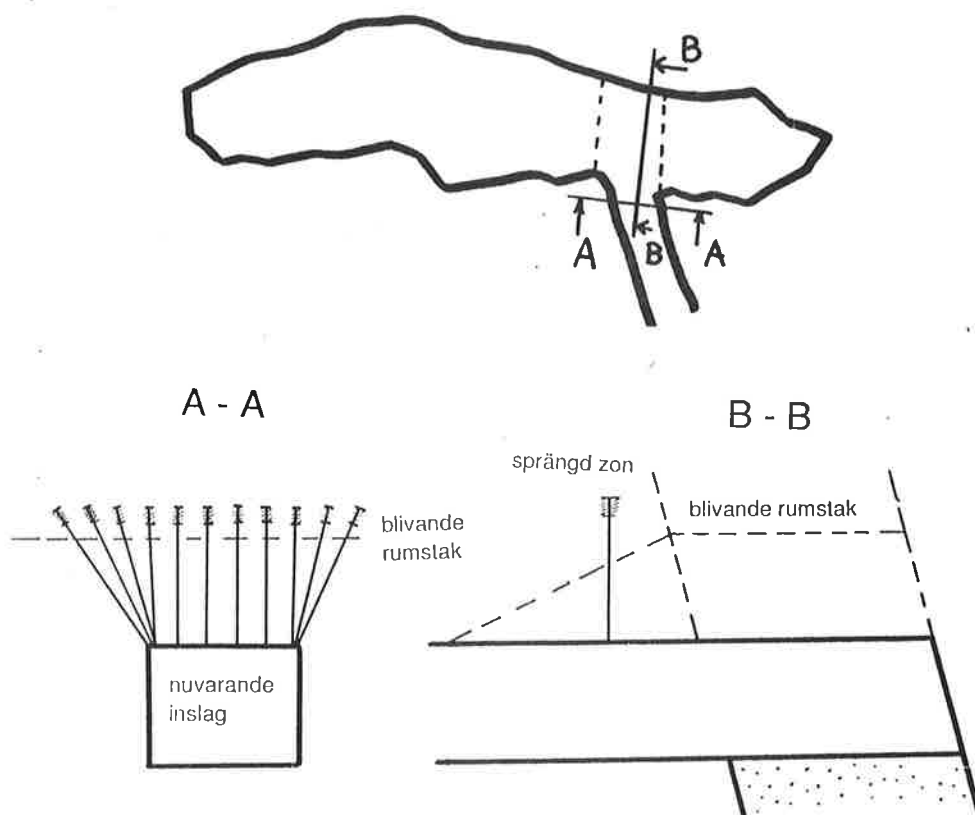


Figur A2 Avlastningssprängning i liggväggen på rum 5 i Näslidengruvan.
Destress blasting in footwall of stope 5 in Näsliden mine.

Vid sprängningen användes cirka 1 kg Bonogel per hål. Vid skjutning av de första fyra första salvorna märktes ingen skillnad vare sig med avseende på smällberg eller sönderbrytning av berg och nedfall. Efter den fjärde avlastnings- sprängningen upphörde dock smällberget och sönderbrytning av berget minskade kraftigt.

- Avlastning av inslag, solfjäderborrning (Strandberg, 1987)

Före drivning av öppningsstrossen tvärs över malmen till sista skivan gjordes en avlastningssprängning tvärs över rampinslaget till rum 5 enligt Figur A3. När strossen sedan drevs uppträdde inget smällberg eller taksönderbrytningar, som vid tidigare skivor.



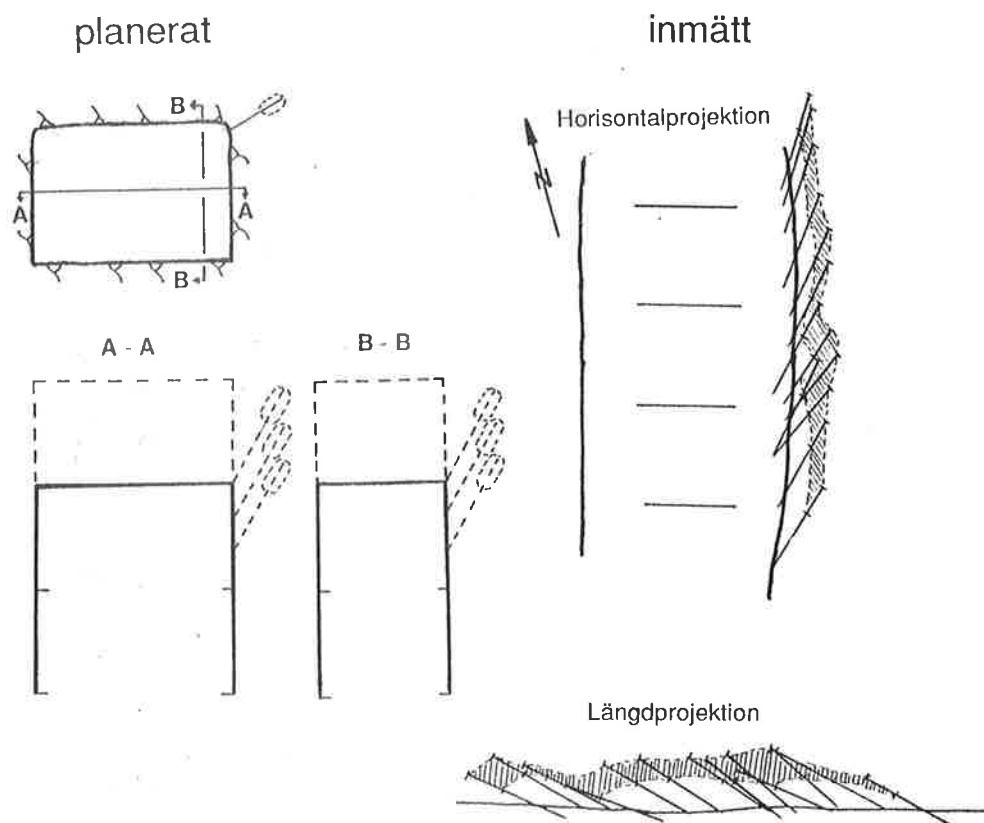
Figur A3 Avlastning vid inslag till rum 5.
Destressing in crosscut to stope 5 in Näsliden mine

Guttusjö

- Slits i sidoberget för att minska belastningen på orttaket i Guttusjö orten (Krauland et al., 1979)

Under drivning av orten i Guttusjö uppstod problem med intensiv sönderbrytning och smällberg i tak. Höga horisontella spänningar fanns vinkelrätt mot ortens längdriktning. Taket avlastades genom att man samtidigt med salvan borrade 3 hål snett upp ovanför blivande taknivå, Figur A4. Som sprängämne användes en blandning av Primex och Dynamex. Håldimensionen valdes med hänsyn till Dynamex till 50 mm för att få tillräcklig detonationshastighet. Detta sätt att avlastningsspränga gav ett lyckat resultat.

Smällbergproblemen upphörde efter skjutning av tre ortsalvor med samtidig avlastningssprängning. När avlastnings- sprängningarna avbröts på prov uppstod smällbergproblemen igen efter två salvor. Inga mätningar av avlastningseffekten utfördes vid detta prov.



Figur A4

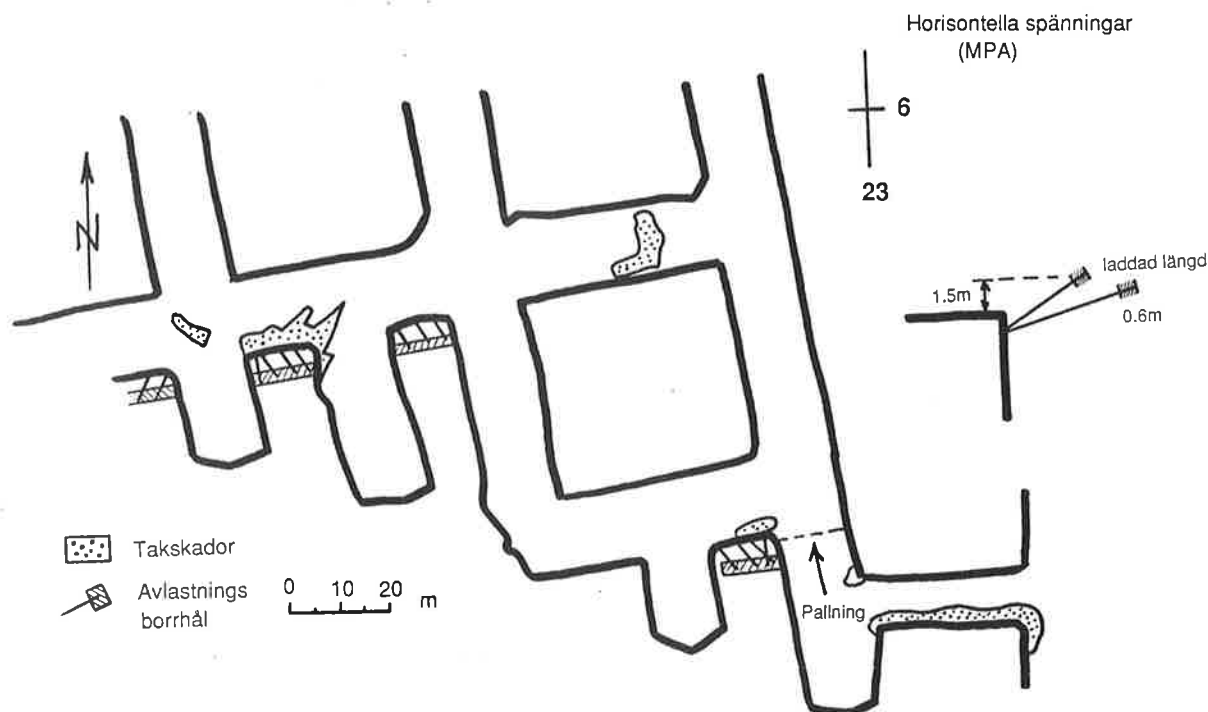
Avlastningsskjutning i Guttusjöorten och inmätta avlastningsborrhål
Destress blasting in access ramp to the Guttusjö mine and surveyed
destress blast holes

Laisvall

- Avlastning av tak före pallning i Kautskymalmens omr 15 (Söder, 1985).

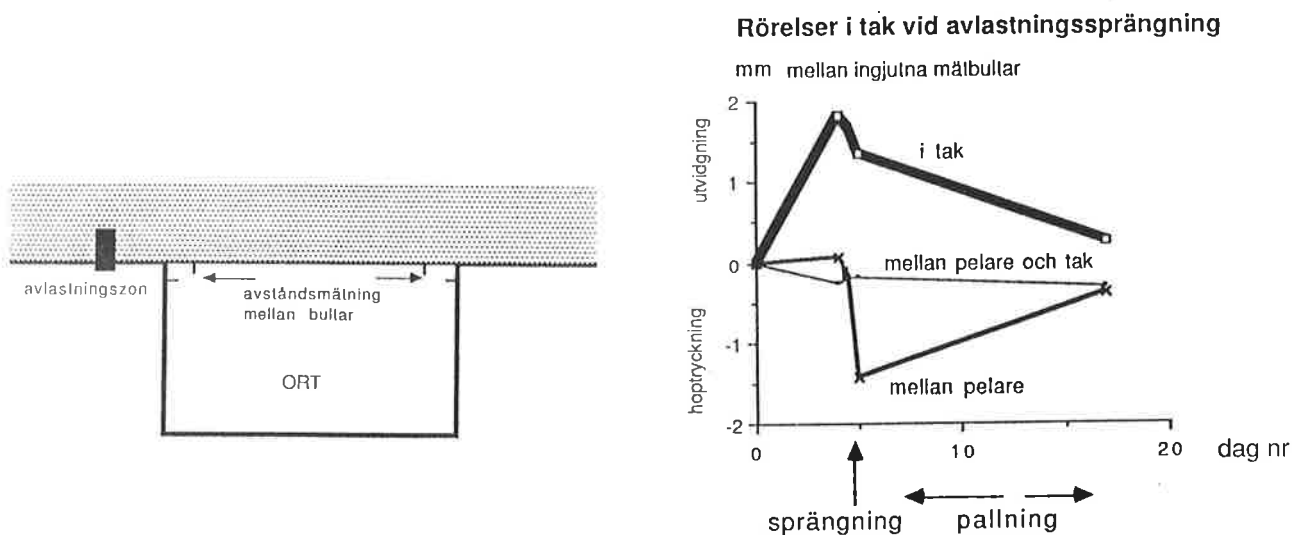
I Kautskymalmen råder höga horisontella spänningar, ca 20-25 MPa, i N-S riktning. Detta ledde ofta till takproblem vid drivning i V-Ö riktning, vinkelrätt spänningsriktningen. När palluttag påbörjades i område 15 uppträdde takproblem i V-Ö strossar längs brytningsområdets södra begränsning.

I ett försök att förhindra ytterligare sönderbrytning av taket vid fortsatt pallning, avlastningssprängdes taket ovan pelarna i fyra genomslag som visas i Figur A5. Klana hål borrades ($\varnothing = 38$ mm) och sprängdes med Bonogel A, 1 kg per borrhål, laddningarna initierades med stort intervall mellan tändarna.



Figur A5 Avlastningsslits ovan pelare för avlastning av tak före palluttag i område 15 i Laisvallgruvan
Destress slot above pillars for destressing of roof before benching in area 15, Laisvall mine

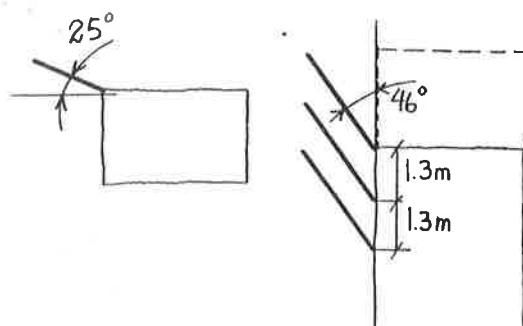
Vid ett av genomslagen mättes deformationer i taket som följd av avlastningssprängningen. Mätningarna visade en avlastningseffekt; en utvidgning av taket om 2 till 4 mm mättes, se Figur A6. Pallen kunde brytas utan ytterligare sönderbrytning av taket. Avlastningen anses som lyckad.



Figur A6 Rörelser i tak vid avlastningssprängning i område 15 i Laisvallgruvan.
Displacements in roof due to destress blasting in area 15, Laisvall mine.

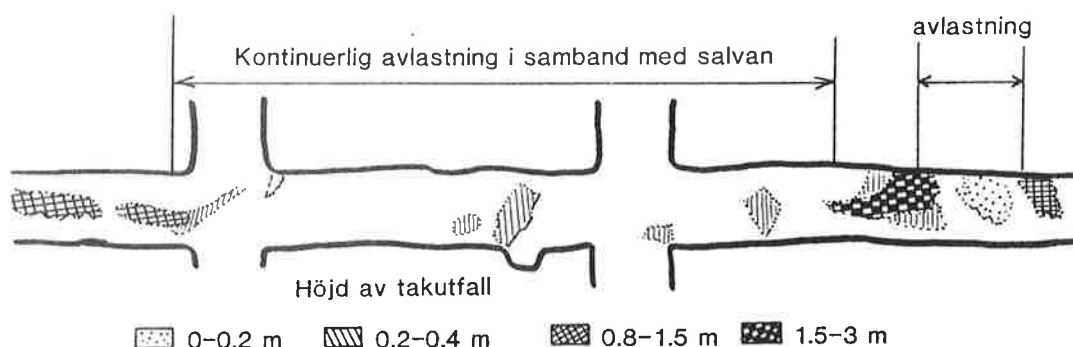
- Avlastning i ort 1240-1340 Nadokmalmen (Söder, 1986)

Vid ortdrivning för att öppna en del av Nadokmalmen i Laisvall blev taket i öppningsorten och andra orter i samma riktning skadade på grund av höga horisontella tryckspänningar, vilket krävde mer omfattande skrotning och bergbultning än normalt. Takskadorna började utvecklas ca 3 m från stuff, och uppnådde full höjd 6-10 m från stuff. Höjden på takskadorna var mellan 1-1,5 m i form av ett dike i taket. Avlastningssprängning infördes som åtgärd mot skadorna. Den utförs numera kontinuerligt vid ortdivningen. Tre avlastningsborrhål per salva sprängdes, se Figur A7. Ca 30 salvor har följts upp med takskadekartering och inmätning av borrhål. Stickprovsmätning av borrhålen visade att hålsättningen varierar starkt. Placeringen av borrhålsbotten varierar från taknivå till 4 m ovanför taket, även riktningen varierar mycket. Figur A7 ger medelvärdet för de inmätta hålens läge.



Figur A7 Avlastningsborrhålens geometri i ort 1240-1340, Laisvallgruvan (medelvärde av 30 salvor).
Geometry of distress blastholes in drift 1240-1340, Laisvall mine (average of 30 rounds)

Inga takskador, eller mycket grunda sådana förekommer i det avlastade partiet. Figur A8 visar resultaten av takskadekartering av orten. När uppehåll i avlastningssprängning gjordes, kom takskadorna tillbaka igen. Även sprängning med Anfo i avlastningshålen provades pga missförstånd vid laddningen med följd att takskadorna återkom omedelbart.

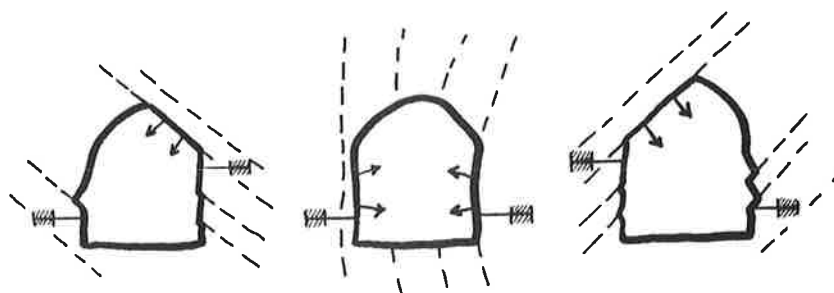


Figur A8 Takskador i ort 1240-1340, Laisvall
Map of roof damage in drift 1240-1340, Laisvall mine

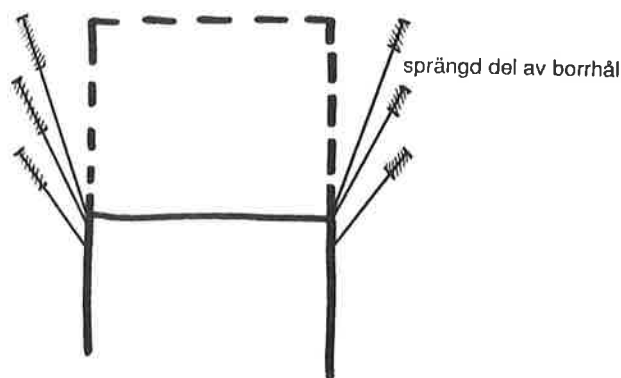
Stekenjokk

- Avlastning av ort (Kleve, 1986)

I Stekenjokk drevs ramp mot djupet. Bergtäckningen var ca 700 m. På grund av det höga bergtrycket uppstod hållfasthetsproblem i orten. Det innebar ökade förstärkningsinsatser med betongsprutning och bultning. Mätningar av ortdeformationer utan avlastning visade stora deformationer. Hoptryckning var stor av främst det ena anfanget och ledde till höga belastningar där. Det var det parti som vi inriktade oss på att avlasta. På grund av strukturen hos berget placerades hålen nära sulan men i sådana skikt att de skulle avlasta anfanget, minska de höga spänningarna på ytan av orten och istället föra dem djupare in i berget. Sprängningen utfördes med tre borrhål på var sida om orten, se Figur 9. Vi mätte också deformationerna vid avlastningen. Ortdeformationerna var mindre än utan avlastning. Avlastning provades vid endast fyra salvor. På bägge sidor om avlastningen skedde sedan mindre ras och utfall, när drivningen hade hunnit fram en bit. Däremot skedde mycket lite utfall inom det avlastade området. Detta tyder på att avlastningen lett till mindre belastning på ytberget i orten.



Placering av avlastningshål i förhållande till bergstruktur.



Avlastningen utfördes i tre borrhål på var sida om orten.

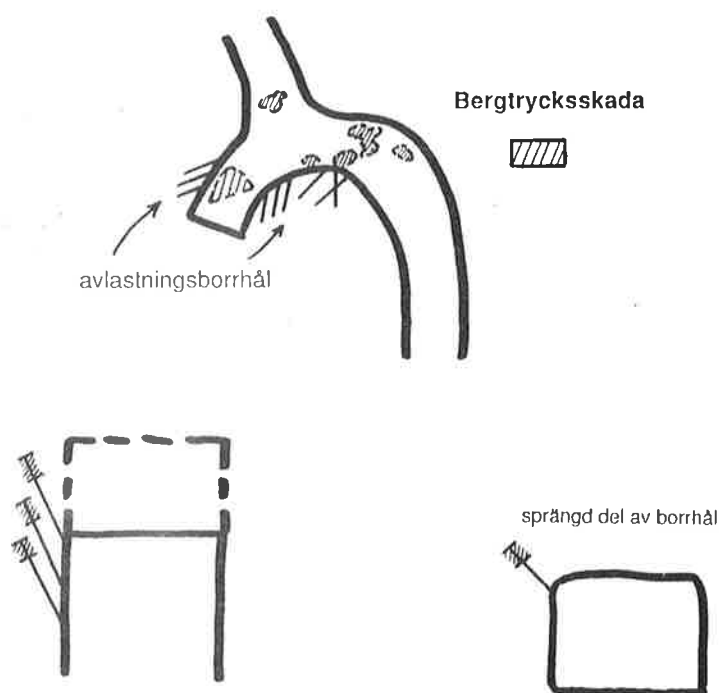
Figur A9

Avlastning i rampen i Stekenjokk.
Destressing in Stekenjokk ramp

Garpenberg Norra

- Avlastning av ramp (Söder, 1986)

I samband med rampdrivning mot djupet i Garpenberg Norra uppstod problem med smällberg. Smällberget innebar avskalning av ytliga flagor, upp till tallriksstorlek, från tak och gavel nära stoffen. Större delen av rampen är driven i kvartsit. Avlastningsslitsen sprängdes för att minska spänningen i taket. Tre hål borrades ut i sidoberget, ovanför taknivån och bredvid salvan. De sprängdes samtidigt med salvan. Figur A10 visar placeringen av avlastningsborrhål, när avlastning introducerades vid rampdrivningen. Då rampen avlastats har smällberget upphört och takskadorna minskat till omfattning. Inga deformations- eller spänningsmätningar utfördes vid rampdrivningen.



Figur A10 Avlastning i rampen i Garpenberg Norra.
Destressing of ramp in Garpenberg Norra mine

SUMMARY

We have tested and used destress blasting in several Boliden mines as a means of improving the stability of underground excavations subjected to high rock pressure. In this context the term rock pressure problem includes rock bumps near the excavation surface or rock failures due to excessive loading.

By creating a destress slot with a few blastholes in or near a critically loaded rock structure this is destressed. The applications that were tested are destressing concurrently with mining the excavation (4 cases) and destressing of roofs in already existing excavations (2 cases). Small charges (1 - 2 kg/blasthole) of high velocity explosives (Primex, Bonogel) were used in small diameter blastholes (38 - 51 mm diameter).

The destressing tests showed that certain conditions have to be fulfilled in order to achieve destressing:

- the explosive has to have a high detonation velocity to achieve crushing of the rock surrounding the blasthole
- the destress blasts have to be placed in highly stressed rock. It has to be loaded near to failure and has to exhibit brittle failure behaviour
- the general stress field around the excavation has to be known so that the destress slot can be placed correctly in relation to the critically loaded rock structures

In successful tests we have found that rock bumps disappeared and that the need for rock support and scaling decreased. Properly used destress blasting proved to be more effective, faster and cheaper than increased rock bolting and/or shotcreting in coping with difficult rock pressure problems.

DISKUSSION

Lars Hansen, Trias Geologi AB

Jag vill fråga Lars Lundström, Hagconsult, om brottet i bergväggen i Spanien. Hur fick ni fram initialspänningen på 7-8 MPa? Jag tycker att det låter lågt för att framkalla brott. Från tilloppstunnlarna i Vietas vet vi att smällberg förekom tillsammans med initialspänningar på minst 20, ofta upp till 50-70 MPa, och i samband med initialspänningar på ca 50 MPa uppmättes inducerade spänningar på 90 MPa några dm från tunnelns ena hörn. Du visade en bild av platsen, där floden rann i en djup klyfta. Jag misstänker att det är en förkastningsspricka, och nära sådana finns det ofta tektoniskt betingade spänningsanomalier. I Vietas, t ex, mättes vid ett tillfälle upp till 7 gånger den spänning som kunde förväntas med hänsyn till bergtäckningen.

Lars Lundström, Hagconsult AB

Spänningarna mättes men resultaten kunde vi tyvärr inte lita på. Vi antog då att vertikalspänningen motsvarade överlagringstrycket. Vi räknade med $K_0 = 0,75$ i undre delen och $K_0 = 0,85$ i övre delen. De spänningar som vi då fick beräkningsmässigt var ungefär 3 ggr initialspänningarna. Till detta kom effekten av ytterligare utrymmen mellan schakten. Dessa innebär att berget intill fick ett extra spänningstillskott. Problemet hade säkert inte blivit så stort om inte vi hade haft ett så helt berg, vilket innebär höga spänningar nära bergytan. Berget skjuvades av längs ett antal genomgående sprickor i väggen mellan schakten. Vad vi kom fram till genom beräkningarna var att den sprickbildning som uppstod kunde förklaras med normala spänningsfält utan tillskott av tektoniskt betingade spänningar.

Sten G A Bergman, Stocksund

En fråga om erfarenheterna från avlastningssprängningarna. Dessa har ju till syfte att inom sitt primära verkningsområde "mjuka upp" berget och ge omgivande berg möjlighet till spänningsomfördelning.

En möjlig konsekvens av sådan spänningsomfördelning tycker jag skulle kunna vara att bergpartier vid tunnelkonturen skulle kunna få högre spänningar med vissa smällbergseffekter som följd. Har man kunnat iakttaga något sådant?

Per Erik Söder, Boliden Mineral

Vi har inte sett någon ökning i smällberg efter själva sprängningen. I ett fall hade vi väldigt mycket smällberg i anfanget innan vi sprängde men ingenting efter.

Sten G A Bergman

Min fråga föranledes av att jag för flera år sedan läste en redogörelse för försök med spänningsavlastning vid något - troligen kanadensiskt - underjordiskt kraftverk, där man hade bekymmer med smällberg. Här försökte man avlasta genom att vid anfangen utföra en långsgående slits, som skulle ge extra deformationsmöjlighet nära tunnelkonturen. Slitsen utfördes genom mycket tätt intill varandra belägna borrhål med någon meters längd. I och för sig fungerade själva idén men de praktiska svårigheterna att borra gjorde att man gav upp. Efter hand som deformationerna uppträdde blev det omöjligt att borra i slitsens front på grund av fastborrning. Och att ersätta berget med stål var ju inte avsikten.

Per Erik Söder

Jag skall visa en bild här som sammanfattar (lite grand) principen av att avlasta en ort i horisontellt berg. Avståndet mellan de här borrhålen i sektion A, horisontalprojektion, är ungefär 1 m. Då avlastningen fungerat tror vi att vi har en sprickutbredning på ca 5-10 ggr borrhålsdiametern. Så hålen är borrhade ganska glest. Vi spränger en bra bit in i berget för att inte spränga sönder själva ytan utan så att säga länka av sprängningarna upp över orten, över taknivån och anfangen.

Norbert Krauland, Boliden Mineral

Tillägg till vad Per Erik Söder sade: vi borrar alltså från orten in i sidoberget och placerar en sprängladdning där. På detta sätt

skapar vi en söndersprängd zon i ett visst avstånd från bergytan. Bergpartiet där borrhålen endast passerar är mycket starkare än bergpartiet där vi har sprängt. Därför kommer alltså noptryckningen p g a den här avlastningssprängningen att ske i det sprängda området. Det var en av våra tankar när vi började med avlastningssprängning men från Kanada och USA vet vi att man där ofta placerar avlastningshålen mitt i taket och spränger där, där man alltså har den högsta belastningen. När vi började diskutera avlastning i Näsliden hade vi en spännvidd på mellan 15 och 20 m på brytningsrummet. Skulle man avlasta mitt i taket på ett så brett rum var vi rädda för att skapa fler problem än lösa. Därför utvecklade vi konceptet att lägga avlastningsslitsen i ett visst avstånd från bergytan. Vi ville helst ha den 2 m in i berget, motsvarande ungefär bergbultslängden. Därmed är det fortfarande meningsfullt att förstärka bergytan genom bultning och lägga avlastningszonen innanför. Det var grundtanken.

Avlastning genom att borra en söm känner vi också ganska väl till. Den metoden kan man faktiskt ta som argument för att det inte enbart är sprängningen som injukar upp berget utan till avlastningsprocessen hör också att det kvarstående friska berget, som inte spruckit upp genom sprängning, utsätts för ökad belastning och trycks sönder. Det är dessa nöga spänningar man utnyttjar när man avlastar genom borrhning.

Tomas Franzén, BeFo

Tack Norbert. Det är lite paradoxalt det här med avlastningssprängning där man vill åstadkomma en sänkning av E-modulen genom att spränga. Det normala är ju att sprängning, fragmentering, är förknippat med svällning och expansion av bergvolymen så mekanismerna bakom det här är ingalunda enkla att klara ut. Är det någon som vill ge en kommentar till detta från detoniksidan?

Sten G A Bergman

Norberts föregående inlägg kanske förklarar saken. Man får en spänningsomlagring som ger en sammantryckning - en stukning - av områ-

det i anfangszonen. Men på grund av den lilla krökningsradien där så får man inte någon smällbergseffekt utan eventuella brotteffekter utspelar sig mera stillsamt (elasto-plastiskt) utan några praktiskt negativa bieffekter. Kan det vara så?

Norbert Krauland

Vi tittade faktiskt på massbalansen i avlastningszonen. Den urborade volymen och den volym som man spränger ut är större än hoptryckningen av avlastningszonen. Även om det finns dilatation så skapar man alltså tillräcklig volym genom sprängningen för att man skall kunna få en expansion av det dilaterade berget in i den utsprängda volymen.

Tomas Franzén

Jag vill nämna - vilket ni vet som lyssnade på gruvsessionen på bergsprängningsdagen i går - att vi har sådana här problem i Malmberget på 850 m-nivån, som vi nu följer upp i ett BeFo-projekt för att se vad avlastningssprängning kan göra där. Dessutom finns avlastningssprängning med som ett programområde inom Gruvteknik 2000. Vi kommer alltså att återkomma till detta. SveDeFo har också fått Torgny Borg som ny medarbetare som speciellt skall ägna sig åt de bergmekaniska egenskaperna knutna till detoniken i det här förloppet.

BERGFÖRSTÄRKNING – TEORI OCH PRAKTIK

Rock Support – in Theory and Practice

Inledare:

Direktör Sten Bjurström, Svensk Kärnbränslehantering AB

BERGFÖRSTÄRKNING - TEORI OCH PRAKTIK

Direktör Sten Bjurström, Svensk Kärnbränslehantering AB

Jag har fått uppdraget att leda den här sessionen på bergförstärkning, teori och praktik, och det känns trevligt att få vara tillbaka - det handlar ju mycket om bergbultar, någonting som jag ju ägnat mig åt tidigare. Tomas Franzén talade tidigare om hokus-pokus. Modeller för bergförstärkning har ofta haft inslag av detta. Men även här sker framsteg, vilket vi kommer att få höra i dag. I dag har vi bättre observationer, data, sätt att räkna och står därför på något stabilare grund än vad som var gjort tidigare.

Innan vi startar skulle jag vilja ta ett par minuter för någonting helt annat och tala om pågående undersökningar för ett berglaboratorium kopplat till deponering av radioaktivt avfall. SKBs FoU-program och berglaboratorium nämndes tidigare i Franzéns översikt. Vi på SKB har sedan några år undersökt möjligheten att bygga ett berglaboratorium nere i Simpevarp för att ersätta den forskning vi har igång sedan 1976 i Stripa gruva. Forskningen omfattar i första skedet förundersökningar och modellering och vad modern teknik kan ge. Senare, när anläggningen sprängts ut ca år 1990, skall den användas såsom ett mera påtagligt laboratorium för barriärexperiment och demonstrationer. Vi måste, när det gäller den här hanteringen av radioaktivt avfall, arbeta grundligt. Det innebär att vi i det här laboratoriet kommer att använda all teknik som kan anses motiverad för att göra ett grundligt bergundersökningsarbete. Undersökningarna kan ses som en generalrepetition innan vi väljer en plats i Sverige där vi skall undersöka för slutförvaring. Vi kommer aldrig att klara av att få det godkänt om vi inte har utnyttjat en teknik som är i framkanten av vad ingenjörskonsten kan erbjuda. Vi kommer att lägga ned ungefär några hundra miljoner kronor på själva försöksanläggningen och dess forskning. Det kan vara av intresse för den här församlingen att veta att detta inte är det enda laboratoriet; i Frankrike pågår nu arbete för 2-3 stycken, varav något kommer att vara i hårt berg. I Tyskland har

man sänkt schakt ned till saltdomer i Gorleben. I Belgien finns ett underjordiskt laboratorium i lera. I USA har man äntligen lyckats välja ett område i Nevada, där man kommer att göra en mycket omfattande bergundersökning de närmaste åren och lägga ned miljarder dollar. Å andra sidan kommer det att prövas väldigt mycket olika saker som är bergmekaniskt intressanta. Tyvärr sker arbetet lite isolerat från allmänna bergbyggandegrupper av några få ingenjörsföretag och få personer. Det vore en fördel om gruppen kunde vidgas, dels för att det ökar kvaliteten i arbetet, dels för att öka trovärdigheten. Ett annat motiv är att man kan använda mycket av arbetet. Det handlar om en bergteknisk forskning som kommer att ligga i fronten och det vore ju märkvärdigt om det inte gick att använda i en rad andra sammanhang. För att vi på SKB skall dra vårt strå till stacken kommer vi under april att ha en särskild informationsdag för fackgeologer och berätta om planerna för berglaboratoriet.

Efter detta ville jag återgå till det ordinarie programmet och Leif Wibergs föredrag "Bergdeformationer i cirkulära tunnlar i jämförelse mellan krökt och linjärt brottkriterium".

BERGDEFORMATIONER I CIRKULÄR TUNNEL

Jämförelse mellan krökt och linjärt brottkriterium

Deformation in circular rock tunnel.

Comparison between curved and straight-line failure criteria

Tekn lic Leif Viberg, Statens geotekniska institut, Linköping

INLEDNING

Vid schaktning av hålrum, t ex tunnlar, i berg inträffar deformationer längs hålrummets periferi. Hålrumsytan deformeras normalt in mot hålrummet, men den kan även röra sig utåt beroende på anisotropa bergspänningsförhållanden och hålrummets bredd/höjdförhållande. Om enbart elastiska deformationer inträffar uppstår normalt inga problem. Om plastiska deformationer inträffar kan däremot deformationerna bli besvärande och behöva åtgärdas.

Beräkning av spänningar och deformationer i en bergmassa är en mycket svår uppgift. För att man skall få realistiska resultat av analytiska beräkningar krävs, förutom att beräkningsmodellen återspeglar bergets beteende någorlunda riktigt, att ingående parametrar är väl bestämda. Analytiska beräkningar är ändå av stort värde för att man skall få en uppfattning om bergmassans principiella beteende och storleksordningen på spänningar och deformationer.

För enkla förhållanden - isotropa spänningar och cirkulärt hålrum - redovisas här hur deformationerna kan beräknas analytiskt. Deformationen beräknas som en funktion av det inre mothållet i bergrummet. Den resulterande bergdeformationskurvan (eller bergresponsskurvan) - i engelsk litteratur kallad "ground reaction curve", Hoek & Brown (1982) - visar hur bergets deformation successivt ökar med avtagande inre mothåll.

Bergets hållfasthet kan beskrivas med en krökt brottlinje (med hållfasthetsparametrarna m och s) enligt Hoek & Brown (1982) eller med den klassiska räta linjen enligt Mohr-Coulomb (med hållfasthetsparametrarna c och ϕ). Ekvationer för beräkning av bergdeformationskurvan har utvecklats av Brown et al (1983) för det krökta brottvillkoret och av Stille (1984) för Mohr-Coulombs brottvillkor. Eftersom hållfastheten ej varierar linjärt med spänningen är det av intresse att veta hur stor skillnaden är mellan det mer verklighetstroga krökta brottkriteriet och det förenklade linjära kriteriet.

I denna uppsats redovisas för de båda nämnda brottvillkoren dels en jämförelse mellan respektive ingående hållfasthetsparametrar och dels jämförande beräkningar av bergdeformationskurvor.

BERGHÅLLFASTHET

Brottekvation enligt Hoek och Brown

Bergets hållfasthet är en egenskap som är beroende av vilken bergvolym som avses, samt relationen mellan sprickavstånd och hålrummets dimensioner.

Nuvarande testmetoder medger endast undersökning av homogena prover med ett fåtal spricksystem. Det är emellertid bergmassans hållfasthet som är av betydelse ur praktisk synvinkel. Bergmassans hållfasthet kan för närvarande inte fastställas genom försök och därför är man hänvisad till teoretiska resonemang för att kvantitativt beskriva bergmassans hållfasthet. Hoek & Brown (1982) har ställt upp tre villkor som ett brottkriterium skall uppfylla:

1. Det skall beskriva responsen hos ett homogent bergprov över hela spänningsregistret från dragspänning över enaxlig kompression till triaxialkompression.
2. Det skall kunna ange inverkan av ett eller flera spricksystem med varierande lutningar mot huvudspänningarna.
3. Det skall kunna ange - åtminstone i grova drag - principbeteendet hos den verkliga bergmassan innehållande flera spricksystem.

Hoek & Brown har föreslagit följande empiriska samband mellan största och minsta huvudspänningarna vid brott:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \cdot \sigma_3 + S \sigma_c}$$

σ_1 = största huvudspänning vid brott

σ_3 = minsta " "

σ_c = enaxlig tryckhållfasthet för homogent bergprov

m och s = konstanter som beror av bergets egenskaper och graden av uppspruckenhet innan brottbelastningen läggs på.

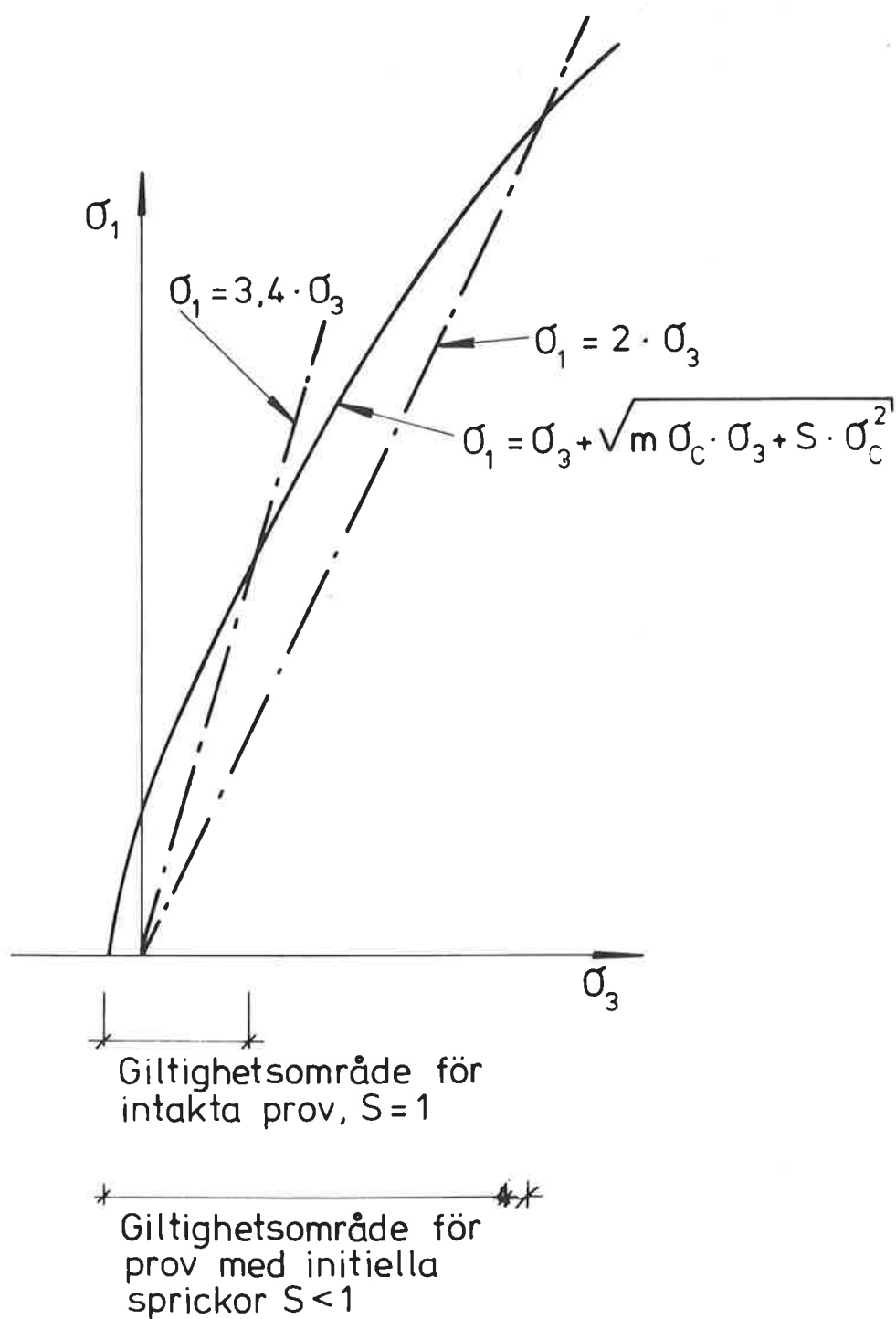
Brottekvationen gäller för dragbrott, enaxligt brott och triaxialbrott. Formeln gäller endast för spröda brott. Vid höga triaxialspänningar blir bergbrottet segt. Mogi (1966) har angett övergången mellan spröda och sega förhållanden för homogena bergprov till

$$\sigma_1 = 3,4 \sigma_3$$

Motsvarande övergång för sprickrika bergprov anges av Hoek & Brown (1982) i brist på bra underlag godtyckligt till

$$\sigma_1 = 2 \sigma_3$$

De olika giltighetsintervallen för brottekvationen framgår av FIG 1.



FIGUR 1. Brottkriterium för berg enligt Hoek & Brown (1982).

Failure criterion for rock according to Hoek & Brown (1982).

Värdet på m har bestämts av Hoek & Brown för ospruckna bergprov, $s = 1,00$, med hjälp av noggrant dokumenterade triaxialdata. Brottvärdena på huvudspänningarna σ_1 och σ_3 har "normaliserats" genom division med σ_c . Den normaliserade brottkurvan

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}$$

har för respektive bergart kunnat beräknas genom regressionsanalys på brottvärdesparen σ_1/σ_c , σ_3/σ_c för varje triaxialförsök.

m har bestämts ur denna ekvation med hög korrelation för de flesta bergarter, se TABELL 1.

TABELL 1. m -värden och tillhörande korrelationskoefficienter för olika bergarter (Från Hoek & Brown, 1982)

Bergart	Antal test	m	Korrelationskoefficient
Amfibolit	10	25,1	0,98
Chert	24	20,3	0,93
Dolerit	51	15,2	0,97
Dolomit	25	6,8	0,90
Gabbro	10	23,9	0,97
Gnejs	10	24,5	0,91
Granit	109	29,2	0,99
Kalksten	84	5,4	0,68
Marmor	105	10,6	0,90
Mudstone	34	7,3	0,82
Norit	17	23,2	0,97
Kvartsdiorit	10	23,4	0,98
Kvartsit	59	16,8	0,84
Sandsten	375	14,3	0,87

Det är intressant att konstatera att den genomsnittligt goda korrelationen mellan de normaliserade brottvärdena för de flesta bergarter är oberoende av det geografiska läget. m representerar uppenbarligen en bergartsspecifik egenskap oberoende av spänningen. m är på något sätt relaterad till berghållfasthetens friktionsdel.

Även om alla graniter ligger på samma kurva i det "normaliserade" diagrammet och alltså har samma m -värde, kan de ha mycket olika absolut hållfasthet, eftersom σ_c är olika för olika graniter.

m och s minskar med ökande sprickighet hos bergproven. s minskar betydligt kraftigare än m . För helt uppkrossat berg är $s = 0$, medan $m > 0$. För intakt berg respektive uppkrossat/plastiserat berg används beteckningarna m och s respektive m_r och s_r .

Hoek & Brown har beräknat m och s för granitbergprov med olika grad av uppspruckenhet baserat på Waversik & Brace's postbrottskurvor, enligt Waversik & Brace (1971) se TABELL 2.

TABELL 2. Uppkrossningsgradens inverkan på brottparametrarna m och s . (Från Hoek & Brown, 1982).

Sprickbildning	m	s
Små vertikala	27	1,0
Små skjuvsprickor	14	0,7
Helt utbildad skjuvspricka	13	0,5
Helt uppsprucket	11	0

m och s liksom deformationsmodulen för bergmassan kan grovt uppskattas med hjälp av bergklassificeringssystem, typ NGI och CSIR, Hoek & Brown (1982), s. 174-175.

Mohr-Coulombs brottkriterium

Bergets hållfasthet uttrycks konventionellt enligt Mohr-Coulombs rätlinjiga brottkriterium.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

där τ = skjuvhållfasthet
 c = kohesion
 ϕ = friktion
 σ = normalkraft mot brottplanet

Brottvillkoret kan även uttryckas i huvudspänningarna (efter Stille, 1984), FIG 2.

$$\frac{\sigma_{1+a}}{\sigma_{3+a}} = k$$

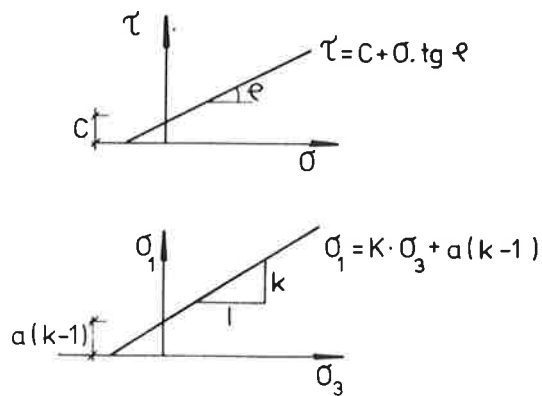
där $a = \frac{c}{\operatorname{tg} \phi}$

$$k = \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$$

För intakt respektive uppkrossat/plasticerat berg används beteckningarna c och ϕ respektive c_r och ϕ_r .

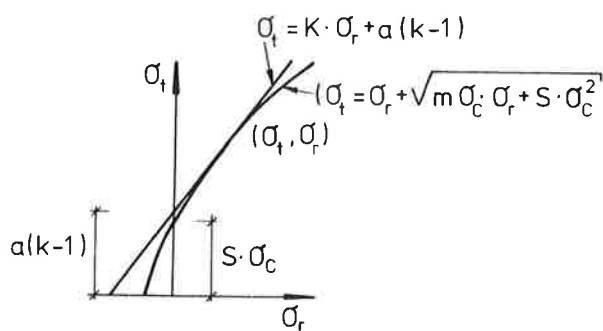
Jämförelse mellan de "krökta" och "linjära" hållfasthetsparametrarna

En studie av relationerna mellan de "krökta brottparametrarna" m och s och de "linjära brottparametrarna" c och ϕ har utförts. För att se de principiella sambanden har jämförelsen skett i tangeringspunkten mellan de båda brottkurvorna, se FIG 3. En viktig principiell skillnad är att m och s är oberoende av spänningen, medan c och ϕ varierar med spänningen.



FIGUR 2. Mohr-Coulomb's linjära brottekvation. Uttryckt i skjuvhållfasthet (övre fig) och i tryckhållfasthet (undre fig).

Mohr-Coulomb's linear failure criterion. Expressed in shear strength (upper Fig.) and in principal stresses (lower Fig.).



FIGUR 3. Jämförelse mellan krökt och linjär brottekvation i tangeringspunkten.

Comparison between curved and linear failure criterion in the point of tangent.

I jämförelsen uttrycks bergspänningarna i polära koordinater. I fallet cirkulär bergöppning och isotropa ursprungliga bergspänningar motsvaras den tangentiella spänningen σ_t största huvudspänning (σ_1) och den radiella spänningen σ_r minsta huvudspänning (σ_3).

Bergspänningarna normaliseras mot tryckhållfastheten, σ_c , och tangeringspunkten får röra sig från $\sigma_r/\sigma_c = 0,5$ till $\sigma_r/\sigma_c = 0$.

Tangeringsvillkor för de båda kurvorna utnyttjas för att uttrycka m och s i c och σ_r/σ_c , se FIG 3. Derivering av den krökta brottekvationen ger lutningen på den krökta kurvan som sätts lika den linjära kurvans lutning = k .

$$k = 1 + \frac{m}{2\sqrt{m \sigma_r/\sigma_c + s}}$$

Den linjära kurvans lutning kan även uttryckas med hjälp av koordinaterna (σ_t , σ_r)

$$K = \frac{\sigma_t/\sigma_c - a(k-1)}{\sigma_r/\sigma_c} = \frac{\sigma_r/\sigma_c + \sqrt{m \sigma_r/\sigma_c + s} - a(k-1)}{\sigma_r/\sigma_c}$$

Efter bearbetning erhålls följande relationer i tangeringspunkten

$$K = 1 + \frac{m}{2\sqrt{m \sigma_r/\sigma_c + s}}$$

$$\phi = 2 \cdot \arctg \sqrt{k-90^\circ}$$

$$c/\sigma_c = (\sigma_r/\sigma_c + \frac{2s}{m}) \tg \phi$$

Beräkning och uppritning av hur c/σ_c och ϕ varierar med den normaliserade bergspänningen σ_r/σ_c för olika m -värden och $s = 1$ (intakt berg) respektive $s = 0$ (helt uppsprucket berg) har gjorts med mikrodator, typ Casio PB 700 och datorstyrd skrivmaskin, typ Silver Reed. Resultaten redovisas i FIG 4-5.

Några kommentarer till diagrammen lämnas nedan.

ϕ minskar med minskande m -värden.

ϕ är i stort sett konstant för låga m -värden och $s = 1$.

ϕ ökar kraftigt för låga m -värden och minskande spänningar när $s = 0$.

c förändras relativt mycket för höga m -värden och medan c är i stort sett konstant för låga m -värden när $s = 1$.

c ökar med minskande m -värden för $\sigma_r/\sigma_c < \text{ca } 0,25$ för $s = 1$.

c minskar med avtagande spänning och $s = 0$, kraftigare ju högre m -värdet är.

c -värdet går mot noll när σ_r närmar sig noll och $s = 0$.

För låga m -värden och $s = 1$ består den "linjära" skjuvhållfastheten i huvudsak av kohesion och endast en liten del friktion.

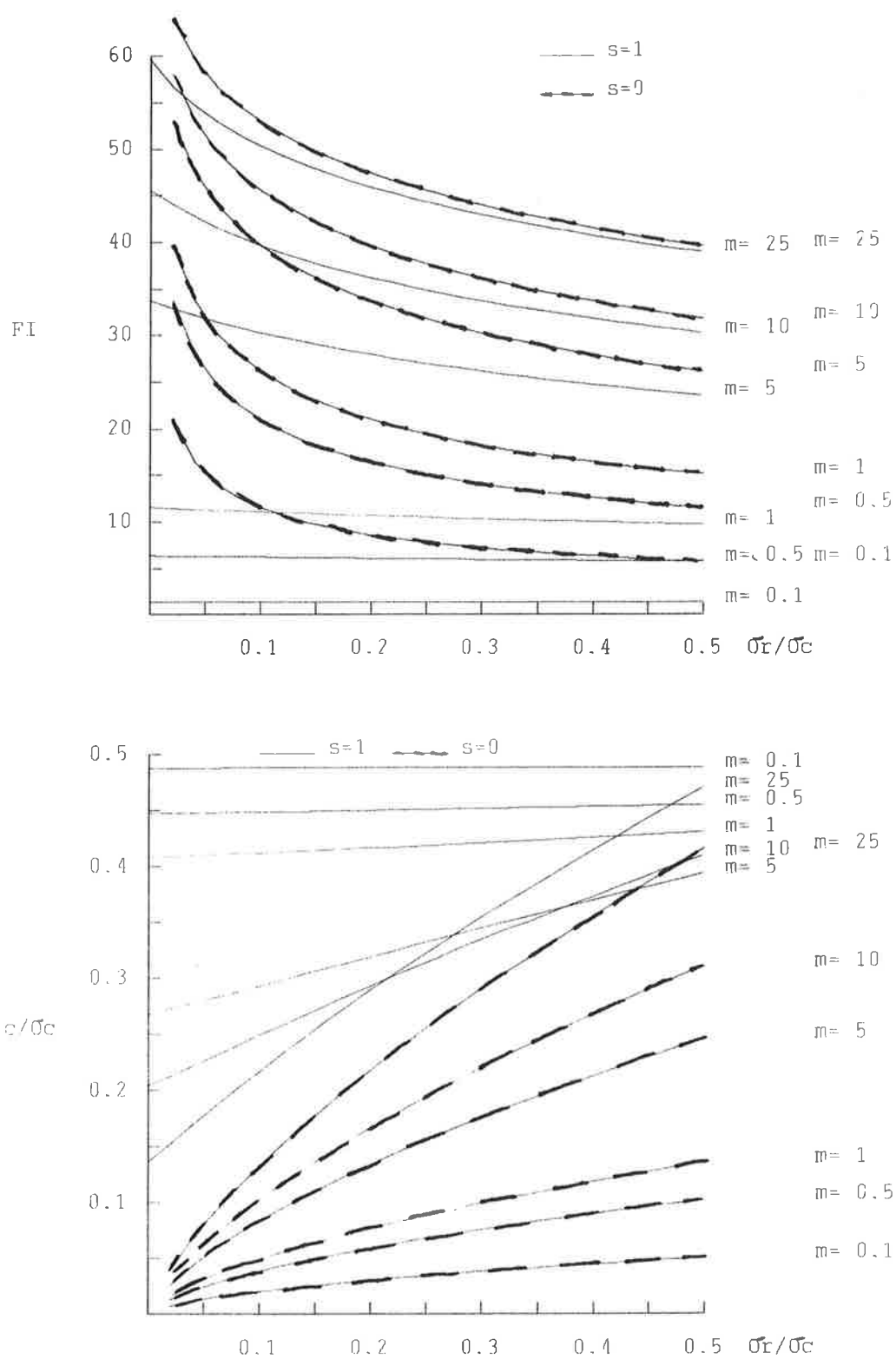
Exempel: För $m = 0,1$ och $s = 1$ är $c = 0,49 \sigma_c$ och $\phi = 1^\circ$.

Hållfasthetsparametrarna är som nämnts ovan i stort sett konstanta över spänningsintervallet och det linjära brottvillkoret ligger mycket nära det krökta.

I FIG 5 har isolinjer för c/σ_c inlagts i ϕ - σ_r/σ_c -diagrammen. av diagrammen framgår hur c och ϕ beror av m för $s = 1$ (övre diagrammet) resp $s = 0$. (undre diagrammet).

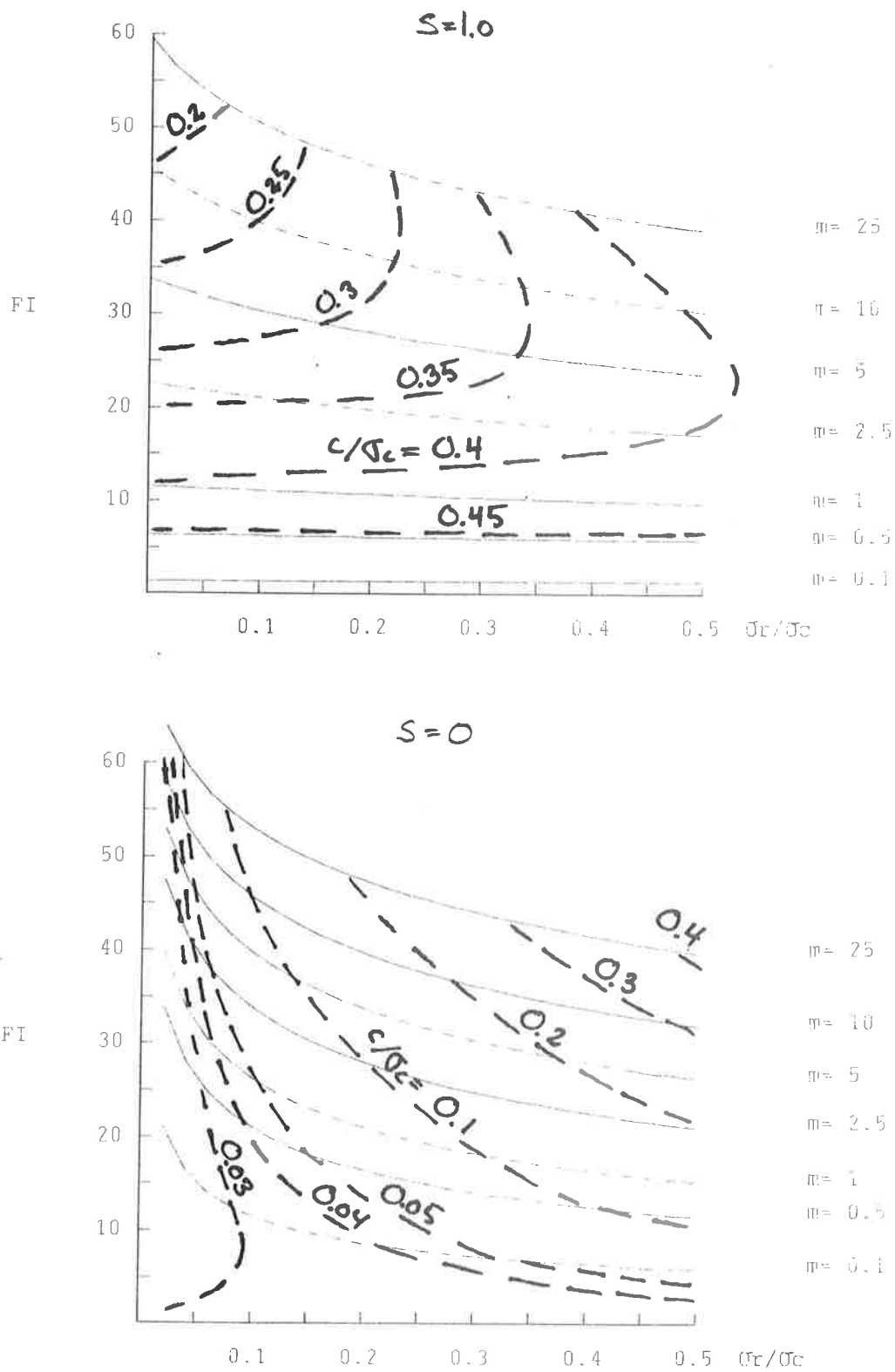
När $s = 1$, framgår tydligt hur kohesionen minskar och friktionen ökar med ökande m -värden.

Denna typ av diagram kan användas för en grov uppskattning av c och ϕ för ett visst värde på m resp s över ett bestämt spänningsintervall. Man kan även snabbt se vilka m - och s -värden givna c och ϕ -värden motsvarar och vice versa.



FIGUR 4. Jämförelse mellan "linjära" (c och ϕ) och "krökta" (m och s) brottparametrar vid tangering.

Comparison between linear (c and ϕ) and curved (m and s) failure parameters in the point of tangent.



FIGUR 5. Nomogram för relationerna mellan c , ϕ och m , s .

Diagram showing relations between c , ϕ and m , s .

BERÄKNING AV "GROUND REACTION CURVE"

Bergmaterialmodeller

Bestämning av en bergmassas materialegenskaper som hållfasthet och spänning-deformationssamband är som tidigare nämnts en mycket svår - eller näst intill omöjlig - uppgift. Man är hänvisad till mer eller mindre välgrundade analytiska lösningar eller grova empiriska samband. De analytiska beräkningarna förutsätter vissa bergmaterialmodeller, dvs spänning-deformationssamband och beskrivning av hållfastheten. I FIG 6 visas tre olika elastisk-plastiska bergmaterialmodeller segt, sprött och "halvsprött" brott - för vilka analytiska beräkningsmetoder finns.

I den klassiska sega elastisk-plastiska brottmodellen sker **deformationen efter plasticering utan volymförändring**, FIG 7. Beräkningar kan utföras med flytekvationer utvecklade av Terzaghi (1985), baserade på linjärt brottvillkor enligt Mohr-Coulomb. Någon beräkning av den plastiska deformationen är inte möjligt, då σ_{1p} är oberoende av deformationen och σ_{3p} .

För seg respektive spröd elastisk-plastisk brottmodul **med linjärt ökande volym efter plasticering** har ekvationer för brott- och deformationsberäkning utvecklats av Brown et al (1983) baserade på krökt brottkriterium och Stille (1984) baserade på linjärt brottkriterium, FIG 8, där också de plastiska deformationsparametrarna f och F definieras.

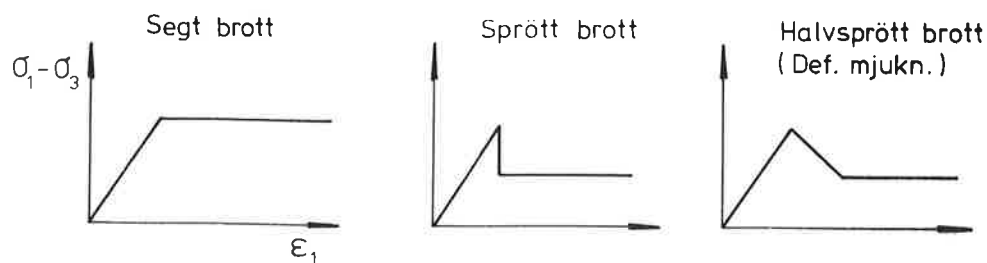
För materialmodellen med linjärt avtagande hållfasthet ned till residualhållfastheten efter plasticering och därtill hörande deformations- och volymförändringar, har Brown et al (1983) utvecklat en numerisk beräkningsmetod (ej med i jämförelsen).

De utförda beräkningarna har baserats på den spröda elastisk-plastiska materialmodellen med linjärt ökande volym efter plasticering, se FIG 8. Seg elastisk-plastisk materialmodell kan erhållas som ett specialfall genom att sätta residualhållfastheten lika med topphållfastheten.

Beräkningsekvationer

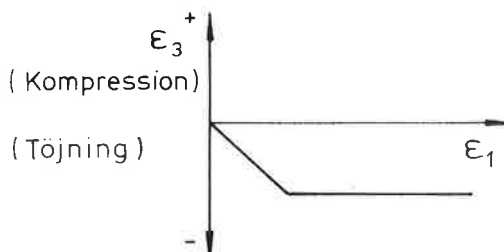
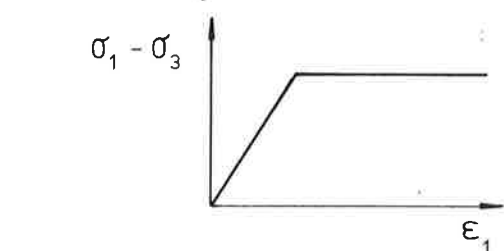
Med utgångspunkt från bergmassans spänning - deformationssamband samt bergmassans brottkriterium kan bergets deformation efter utschaktning beräknas. Beräkningarna förutsätter isotropa bergspänningar och cirkulär tunnelöppning.

Elastiska förhållanden råder i bergmassan före utsprängning. Efter utschaktning kan spänningstillståndet fortfarande vara elastiskt ända ut till tunnelytan. Vid höga initialbergspänningar eller låg hållfasthet blir emellertid bergmassan uppsprucken, dvs plastisk, i en zon närmast bergöppningen, där deformationerna är störst, FIG 9. Den plastiska zonens utbredning är en funktion av ursprunglig bergspänning, p_0 , eventuellt förstärkningsmottryck, p_1 , och bergmassans hållfasthet.

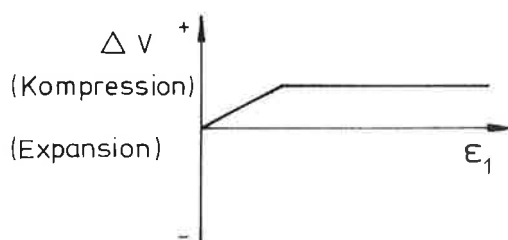


FIGUR 6. Elastisk-plastiska bergmaterialmodeller - segt, sprött och halvsprött brott.

Elastic-plastic rock material models tough, brittle and semi-brittle failure.



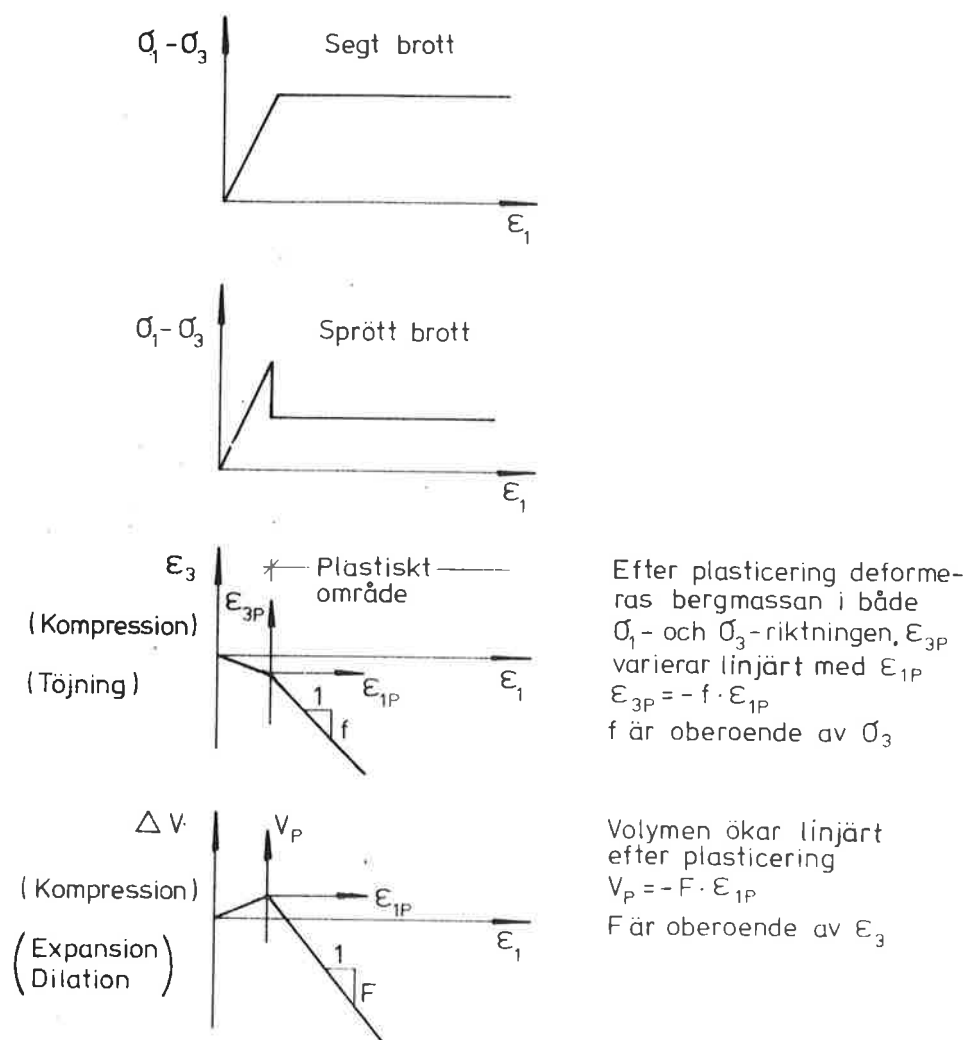
Efter plasticering sker deformationen endast i en riktning, dvs det plasticerade partiet rör sig som ett block



Ingen volymförändring sker efter plasticering endast formändring av bergmassan

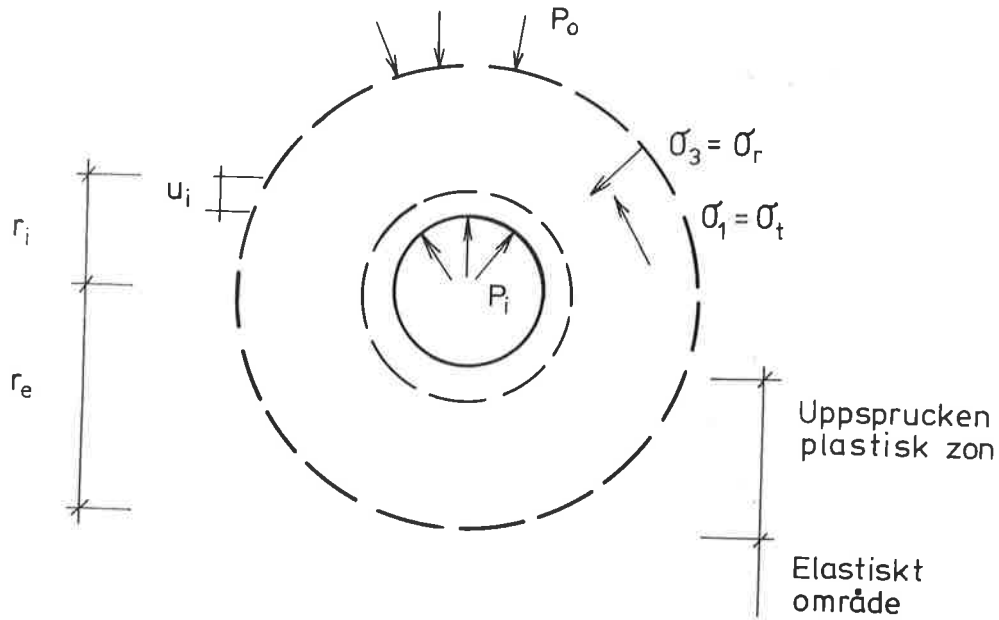
FIGUR 7. Klassisk, segt elastisk-plastisk materialmodell med konstant volym efter plasticering, segt brott. Beräkning av plastiskt brott enligt Terzaghi (1965).

Classical, tough elastic-plastic material model with constant volume during flow. Calculation of plastic failure according to Terzaghi (1965).



FIGUR 8. Seg respektive spröd brottmodell med linjärt ökande volym vid plastisk deformation. Beräkning enligt Brown et al (1982), baserad på krökt brottekvation och Stille (1984), baserad på linjär brottekvation.

Tough and brittle failure model with linearly increasing volume during plastic flow.



- p_o = bergspänning före utsprängning
 p_i = tryck mot tunnelytan
 $\sigma_3 \sigma_1$ = minsta resp största huvudspänning, även radiell
 resp tangentiell spänning
 u_i = total, dvs elastisk-plastisk deformation vid tunnel-
 väggen
 r_i = tunnelns initiella radie
 r_e = avstånd till elastiskt område

FIGUR 9. Illustration av beräkningsförutsättningar jämte definition av ingående parametrar.

Illustration of calculation conditions and definition of used parameters.

Med hjälp av "ground reaction"-kurvan kan deformationerna i bergmassan och den plastiska zonens utbredning beräknas.

Beräkning av **elastiska deformationer** utförs med elasticitets-teoretiska samband och följande ekvationer erhålls.

$$u = \frac{1+\nu}{E}(p_i - p_0) \cdot \frac{r_i^2}{r} \quad \begin{array}{l} \text{deformation} \\ \text{vid radien } r > r_i \end{array}$$

$$u_i = \frac{1+\nu}{E}(p_i - p_0) \cdot r_i \quad \begin{array}{l} \text{deformation} \\ \text{vid tunnelytan} \\ r = r_i \end{array}$$

Normalt behövs ingen förstärkning från deformationssynpunkt om elastiska förhållanden råder efter utsprängning. Förstärkning kan dock erfordras av strukturella skäl oavsett spänningstillstånd efter utschaktning.

Om spänningarna blir lika med bergets hållfasthet spricker berget och **plastiska, irreversibla, deformationer** uppstår. Vid utschaktning av tunnlar etc i berg uppstår brott genom att minsta huvudspänningen σ_3 (= radialspeänningen σ_r i vårt fall) minskar, medan största huvudspänningen σ_1 (= tangentialspänningen σ_t i vårt fall) ökar.

Brottzonens utbredning och de plastiska deformationerna kan beräknas med ekvationer för "ground reaction curve", och med de residuala hållfasthetsparametrarna m_r , s_r respektive c_r , ϕ_r för krökt respektive linjärt brottkriterium.

Beräkningar av brottzonens utbredning och de totala deformationerna, elastiska + plastiska, vid tunnelytan beräknas enligt Brown et al (1983), och Stille (1984). Ekvationer och beräkningssekvenser återges ej här utan läsaren hänvisas till de nämnda referenserna. Ekvationerna har härletts under antagandet, att den elastiska deformationen i den plastiska zonen är lika med den elastiska deformationen, u_e , vid gränsen mellan elastiskt och plastiskt område. I verkligheten blir det elastiska bidraget till de totala deformationerna större än u_e . Vid stora plastiska deformationer blir dock felet litet.

Bergdeformation - jämförelse mellan linjärt och krökt brottkriterium

Här redovisas exempel på beräkningar av bergdeformationer för två praktikfall. Exempelen är hämtade från Hoek & Brown (1982) och data för de två exemplen ges i Tabell 3 och 4.

Tabell 3. Data för beräkningar redovisade i Fig. 10 a-b.
 Bergkvalitet: Very poor
 RMR = 10, Q = 0,05.
 Bergdata från Stille (1984) s 25.

BERGDATA

Elasticitetsmodul	E = 1300 MPa
Poissons tal	V = 0,2
Tryckhållfasthet	$\sigma_c = 100$ MPa
Plastisk dilatationsgradient	f = 2
Radiell bergspänning	Po = 2,6 MPa
Initiell radie	Ri = 4 m

DATA FÖR KRÖKT BROTTKURVA (HOEK & BROWN, 1982)

m = 0,0325	s = 4,5 E-05	Pi _{crit} = 1,46 MPa
mr = 0,0325	sr = 4,5 E-05	Re(Pi=0)4,24·Ri = 16,97 m

DATA FÖR LINJÄR BROTTKURVA (STILLE, 1984)

FI = 20 (°)	c = 0,3 MPa	Pi _{crit} = 1,429 MPa
FR = 20 (°)	cr = 0,3 MPa	Re(Pi=0) = 2,63·RI=10,52 m

TABELL 4. Data för beräkningar redovisade i Fig. 11 a-b.
 Bergkvalitet: Very good (kvartsit)
 RMR = 85, Q = 100.
 Bergdata från Hoek & Brown (1982), s 270.

BERGDATA

Elasticitetsmodul	E = 40000 MPa
Poissons tal	V = 0,2
Tryckhållfasthet	$\sigma_c = 300$ MPa
Plastisk dilatationsgradient	f = 6.877
Radiell bergspänning	Po = 108 MPa
Initiell radie	Ri = 4 m

DATA FÖR KRÖKT BROTTKURVA (HOEK & BROWN, 1980)

m = 7,5	s = 0,1	Pi _{crit} = 12,286 MPa
mr = 0,3	sr = 0,001	Re(Pi=0)=2,18·Ri=8,72 m

DATA FÖR LINJÄR BROTTKURVA (STILLE, 1984)

(Linjär regression på kurva enligt Hoek & Brown)

FI = 52,5 (°)	c = 17,23 MPa	Pi _{crit} = 11,829 MPa
FR = 29,2 (°)	cr = 3,74 MPa	Re(Pi=0)=1,17·RI=6,83 m

De jämförande beräkningarna har utförts på följande sätt. c och ϕ har bestämts genom linjär regression på brottkriteriet enligt Hoek & Brown (1982). Beräkningarna av bergdeformationen baserade på krökt brottkriterium har utförts med ekvationer enligt Brown et al (1983). Motsvarande beräkningar med det linjära brottkriteriet har utförts med ekvationer enligt Stille (1984).

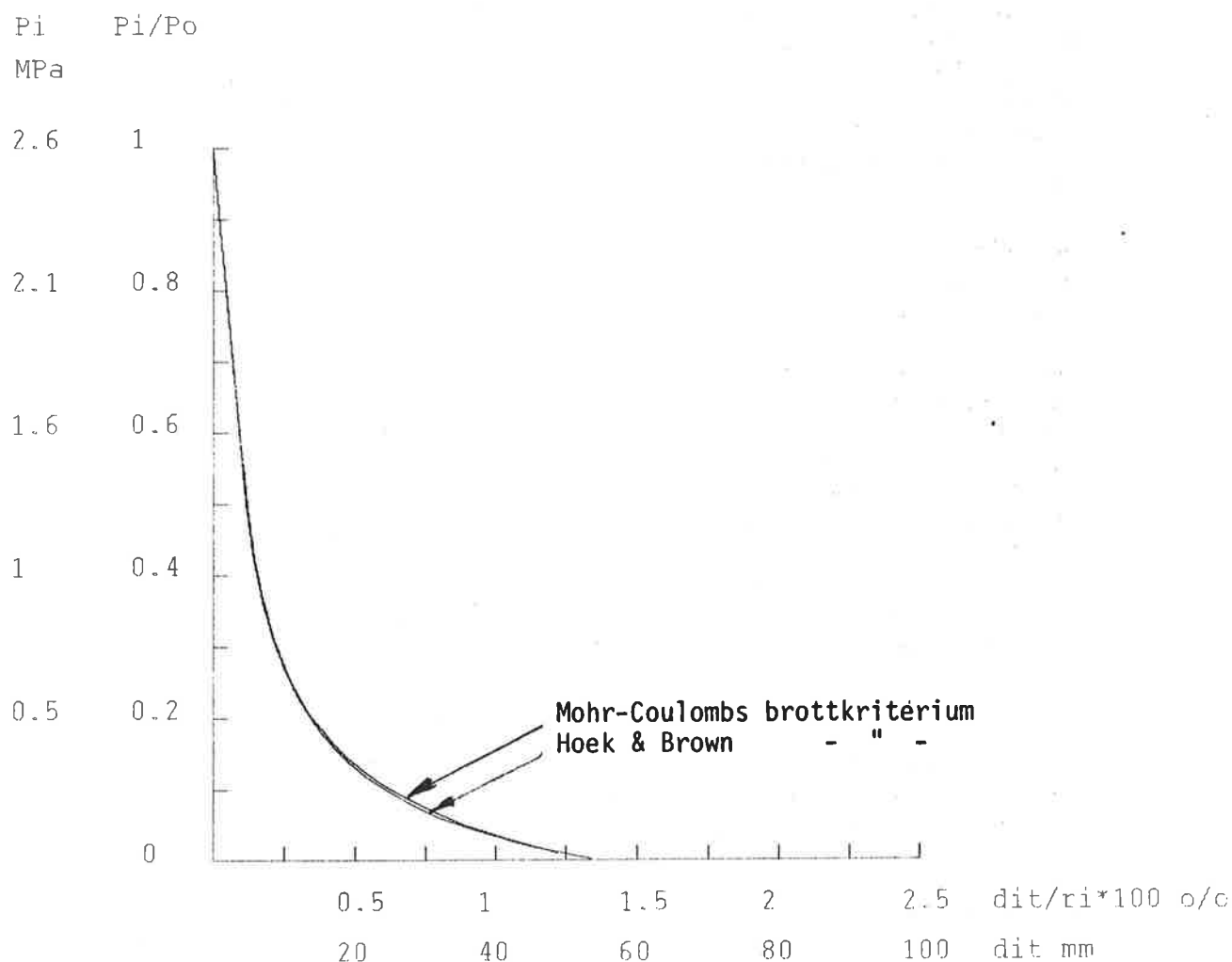
Den linjära regressionen har utförts med ett regressionsprogram. m och s -värden samt antal "observationspunkter" anges och motsvarade c - och ϕ -värden beräknas.

Regressionen har utförts inom spänningsintervallet $0-\sigma_{re}$ för såväl ursprunglig som uppsprucken, plasticerad bergmassa, FIG 10b och 11b. Den linjära brottkurvans anpassning till den krökta är beroende av kvoten σ_{re}/p_0 . Vid höga värden, dvs "tidig" plasticering (svagt berg), är skillnaden mellan de två brottkriterierna större än vid låga värden, dvs "sen" plasticering (bra berg). Skillnaden är emellertid ur praktisk synvinkel försumbar för de bergkvalitéer som undersökts. Bergtyperna täcker ett stort intervall - från "very good quality" till "very poor quality" enligt CSIR bergklassificering, Hoek & Brown (1982). Här redovisas exempel på beräkningar för "very poor" och "very good" bergkvalitet.

De beräknade deformationerna är i det närmaste identiska för de två brottkriterierna i många fall och även de största differenserna för svagt berg - är försumbara ur praktisk synvinkel, FIG 10a och 11a.

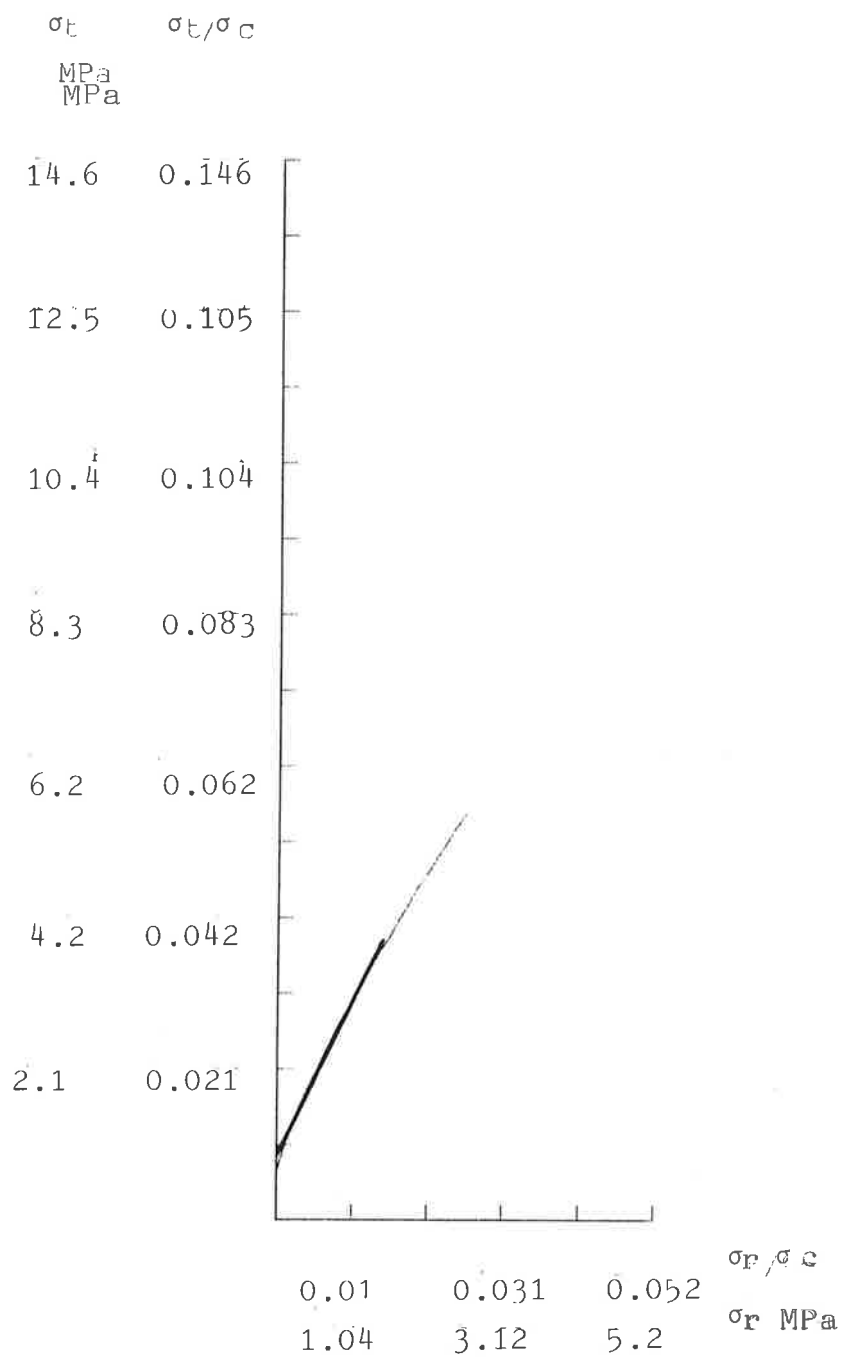
De krökta brottkurvornas krökning i det intressanta spänningsintervallet $0-\sigma_{re}$ är uppenbarligen inte tillräckligt stor för att "slå ut" det linjära brottkriteriet.

Den goda överensstämmelsen mellan krökt och linjärt brottkriterium innebär, att krafter och deformationer i ingjutna bultar beräknade med ekvationer enligt Stille (1984), baserade på linjära brottekvationer ger likvärdiga resultat som motsvarande beräkningar baserade på krökt brottkriterium. Några sådana ekvationer baserade på krökt brottkriterium finns f.ö. inte utvecklade.



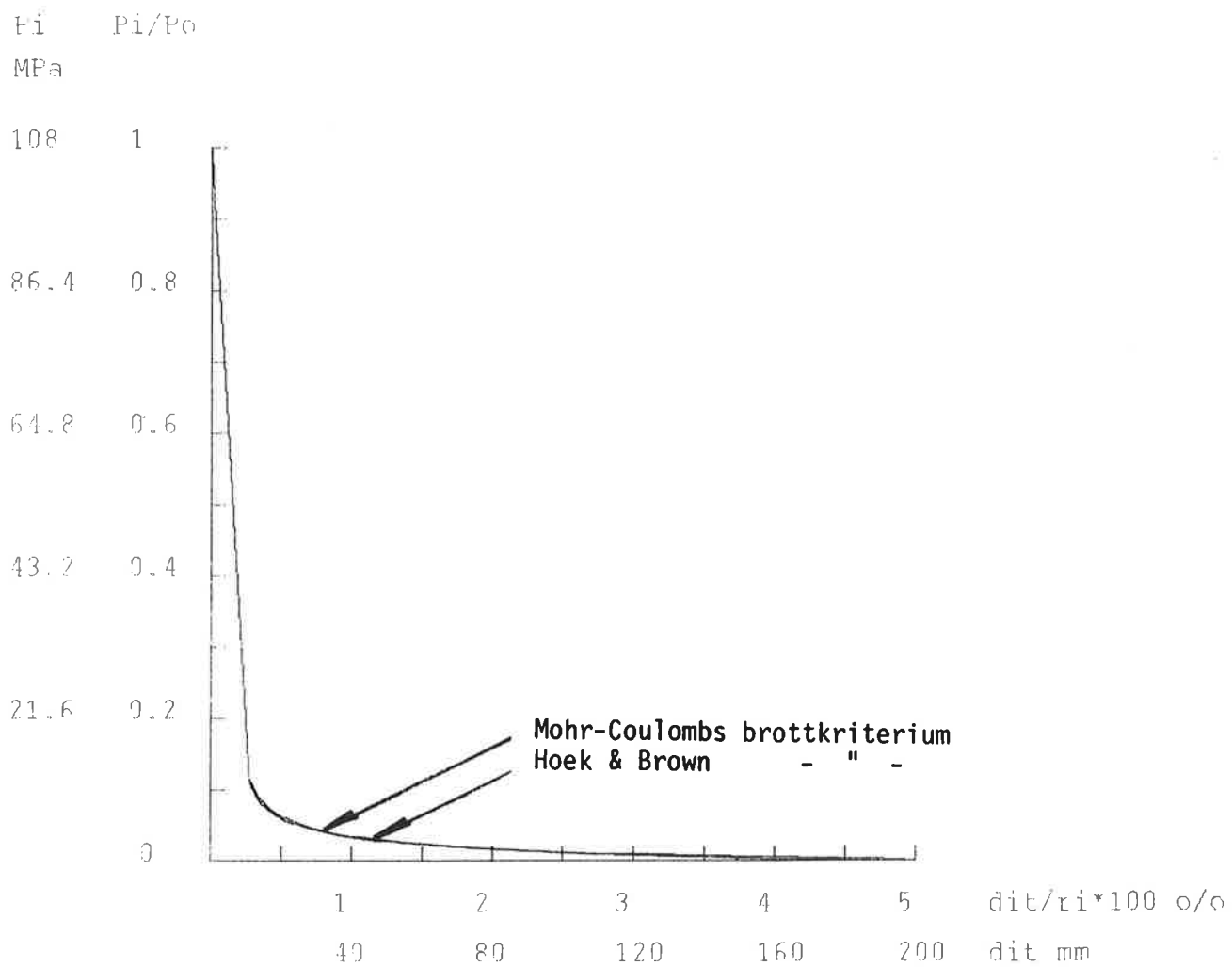
FIGUR 10a Bergresponsskurvor baserade på krökt respektive linjärt brottkriterium. Bergkvalitet: "Very poor", RMR = 10; Q = 0,05. Bergdata från Stille (1984), s 25, se Tabell 3

Ground reaction curves based on curved and linear failure criterion. Rock quality: "Very poor", RMR = 10, Q = 0.05.



FIGUR 10b Linjär regression på Hoek & Brown's krökta brottkurva i spänningsintervallet $0-\sigma_{re}$.

Linear regression on Hoek & Brown's curved failure criterion on the stress interval $0-\sigma_{re}$.

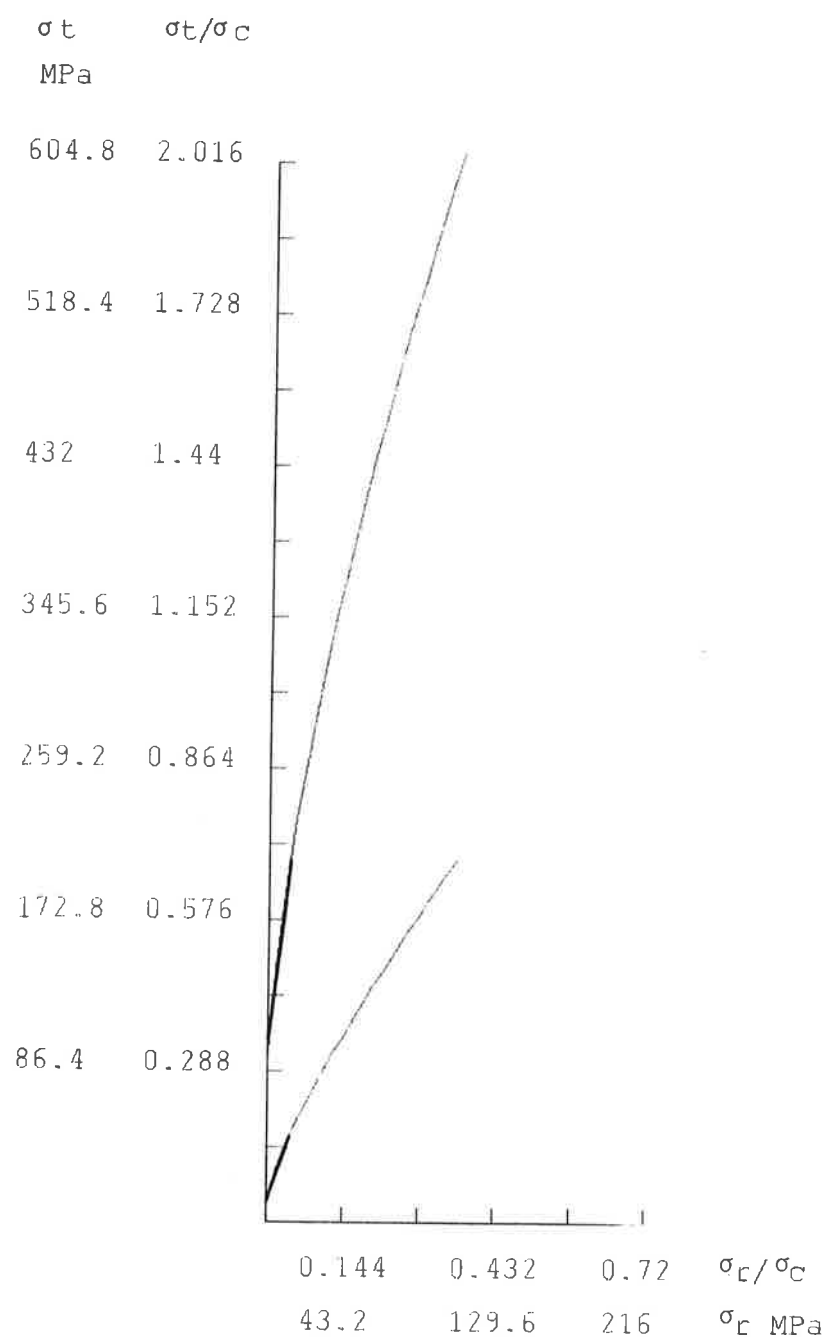


FIGUR 11a Bergresponsskurvor baserade på krökt resp linjärt brottkriterium. Bergkvalitet: "Very good" kvartsit. RMR = 85; Q = 100. Bergdata från Hoek & Brown (1982), s 270, se Tabell 4.

Ground reaction curves based on curved and linear failure criterion.

Rock quality: "Very good" RMR = 85, Q = 100.

Rock data from Hoek & Brown (1982), p. 270.



FIGUR 11b Linjär regression på Hoek & Brown's krökta brottkurva i spänningsintervallet $0-\sigma_{re}$.

Linear regression on Hoek & Brown's curved failure criterion on the stress interval $0-\sigma_{re}$.

REFERENSER

Brown, E.T., Bray, J.W. Laydanyi, B. & Hoek, E., 1983. Ground response curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 109, No 1, s 15-39., New York.

Hoek, E. & Brown, E.T., 1982. *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.

Stille, H., 1984. Bultförstärkning av bergtunnlar - analys med hjälp av "ground reaction curve". Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo 151:1/84. Stockholm.

Terzaghi, K., 1965. *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. New York.

Waversik, W.R. & Brace, W.F., 1971. Post failure behaviour of a granite and a diabase. *Rock Mechanics*, Vol 3, No 2, s 61-85.

Viberg, L., 1987. Bergdeformationer och bultförstärkning. Jämförelse mellan krökt och linjärt brottkriterium. Statens geotekniska institut, SGI Varia 187.

SUMMARY

As a consequence of excavation of spaces in bedrock the surface of the space moves. If only elastic deformation occurs there is normally no problem. However, if plastic deformation occurs the deformation may become troublesome and call for reinforcement.

Calculation of stresses and deformation of a rock mass is very difficult. In order to get realistic results of analytical calculations it is required both that the model of calculation reflects the real behaviour of the rock mass and that the parameters in the equations are reliably determined.

It is difficult to fulfill these requirements in reality. However, analytical calculations are of great value because the designer can get a good idea of the principal behaviour of the rock behaviour and of the magnitude of stresses and deformations.

Analytical equation for calculation of rock deformation, "ground response curve", have been developed for isotropic initial stresses and isotropic strength by Brown et al (1983) for curved failure criteria according to Hoek & Brown (1982) and by Stille (1984) for the Mohr-Coulomb straight-line failure criteria.

In the paper is presented how the strength parameters m and s for the curved failure criteria are related to c and ϕ for straight-line criteria.

Comparative calculations of the ground response curve by means of the two failure criteria mentioned, show that the differences between the two approaches are small and from practical point of view the differences are considered to be negligible for the cases investigated.

HUR FUNGERAR SLAKA INGJUTNA BULTAR I SVAGT BERG - EN JÄMFÖRELSE MELLAN TEORI OCH PRAKTIK

Performance of fully bonded bolts - a comparison between theory and a case history

Civ.ing. Mats Holmberg, Institutionen för jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm

Inledning

På KTH bedrivs ett BeFo-projekt kallat "Bultars verkan i svagt berg". Där studeras hur den traditionellt svenska metoden med ingjutna bultar fungerar i för Sverige ovanliga bergförhållanden.

Teorin grundar sig på ett arbete om slaka ingjutna bultar av Håkan Stille (1984). Det bygger i sin tur på filosofin och teorier om Ground Reaction Curve med den utvidgningen att bulten, eftersom den är ingjuten, ingår som en del i bergmassan.

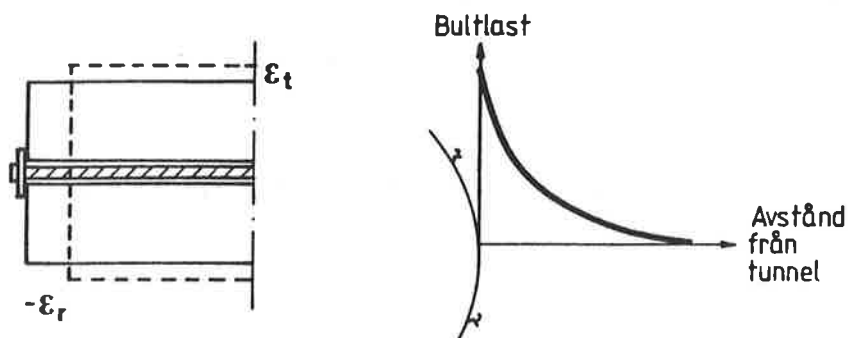
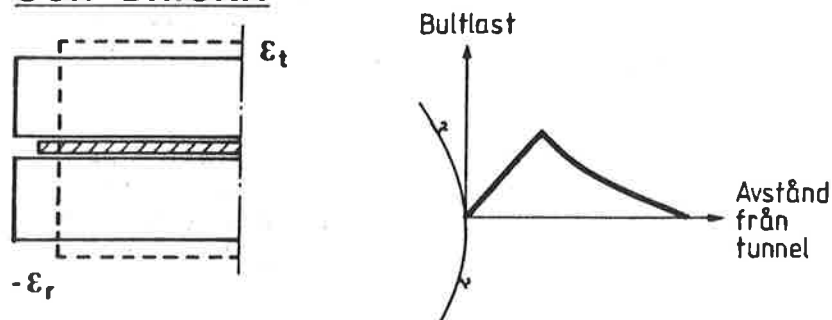
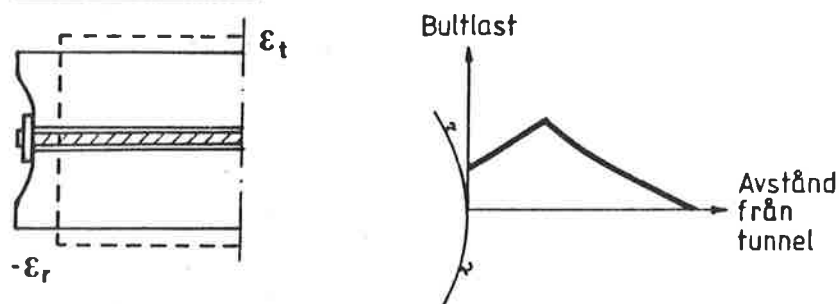
De praktiska resultaten är hämtade från artiklar av Ward et al (1976) och Freeman (1978). Där redovisas erfarenheter beträffande ingjutna bultars verkan i Kielder Experimental Tunnel. Det är ett väl dokumenterat exempel på bultars verkan i svagt berg och var en del av ett större vattenledningsprojekt i England.

Bultarnas verkningssätt

De olika teoretiska verkningssätten för bultarna illustreras i figur 1a-c. I figur 1a visas det ideala verkningssättet. Där har bulten en perfekt ingjutning och en oändligt styv ytterända. Bulten följer bergets deformationer fullständigt, något som medför att bultlasten blir störst direkt under brickan och avtar sedan inåt. Verkningssättet ställer stora krav på vidhäftningen mellan berg och bult, speciellt i bultens yttre del där ingjutningsmaterialets hållfasthet kan över-skridas.

I figur 1b är bulten inte försedd med bricka och då blir bultlasten teoretiskt sett noll i ytterändan på bulten. Ingjutningsmaterialet har praktiskt en begränsad skjuvhållfasthet och då de största töjningarna i bergmassan sker närmast tunneln kan ett vidhäftningsbrott i ingjutningen inträffa där. Verkningssättet fungerar teoretiskt så att ingjutningsmaterialet endast anses kunna överföra en konstant last per längdenhet där brott i ingjutningen har skett.

I figur 1c är bulten försedd med mutter och bricka. Här kan också ingjutningsmaterialets skjuvhållfasthet över-skridas längs en sträcka av bulten men ändå ta last i

IDEAL BULT**GLIDNING I INGJUTNING, BULT UTAN MUTTER OCH BRICKA****GLIDNING I INGJUTNING, BULT MED MUTTER OCH BRICKA**

Figur 1a-c. Ingjutna bultars teoretiska verkningssätt. Ideal bult (a), bult utan bricka och glidning i ingjutningen (b) samt bult med bricka och glidning i ingjutningen (c)

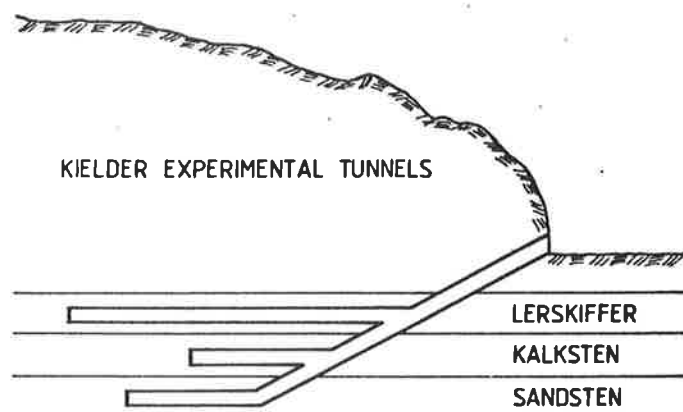
Theoretical performance of grouted bolts. Ideal bolt (a), bolt without end plate and yielding in the grouting material (b) and bolt with end plate and yielding in the grouting material (c)

sin ytterända via muttern och brickan. Bergmassan deformeras elastiskt under brickan p g a bultlasten.

För verkningssätten i figur 1b-c kan man tydligt definiera den yttre delen av bulten närmast tunneln som den del där lasten byggs upp och den inre delen som förankrande. Samma funktion har det ideala verknings sättet i figur 1a men i och med att överföringen mellan brickan och berget anses som oändligt styv sker lastuppbyggnaden momentant under brickan.

Beskrivning av försökstunnlarna i Kielderprojektet

I figur 2 visas den experimentella delen av Kielderprojektet, innefattande tre försökstunnlar i olika bergarter. Dessa drevs enbart för att kunna dra erfarenheter hur varierande typer av förstärkningssystem fungerade i de verkliga bergförhållandena.



KLASSIFICERING AV FOUR FATHOM MUDSTONE ENLIGT RMR-METODEN

		Rating
Intact rock strength (MPa)	25-50	4
RQD	0-8	3
Spacing of discontinuities	50-100 mm	8
Condition of discontinuities	Continuous, separation 1-5 mm	10
Groundwater	Wet	7
Orientation of joints	Very favourable	0
Total rating	(Poor rock)	32

Figur 2. Experimenttunnlarna och klassificering av lerskiffer med RMR-metoden

The experimental tunnels and classification with the RMR-method

Det största intresset och insatserna koncentrerades kring tunneln i den ur stabilitetssynpunkt sämsta bergarten, lerskiffern, lokalt kallad för Four Fathom Mudstone. Det är resultat från den tunneln som ska redovisas och behandlas här. Klassificering av lerskiffern med RMR-metoden, se fig. 2, ger en poängsumma av 32, vilket motsvarar "poor rock", dvs svagt berg. Det låga RQD-värdet och det korta sprickavståndet pekar på att berget är starkt uppsprucket.

Totalt utfördes 8 olika sektioner i lerskiffern med varierande utformning på förstärkningarna. I det följande redovisas resultat från en sektion med enbart ingjutna bultar och en sektion med bultar och sprutbetong i samverkan. Alla bultar i försökstunneln var försedda med bricka, vilket eliminerar verknings sättet i figur 1b ur den fortsatta jämförelsen.

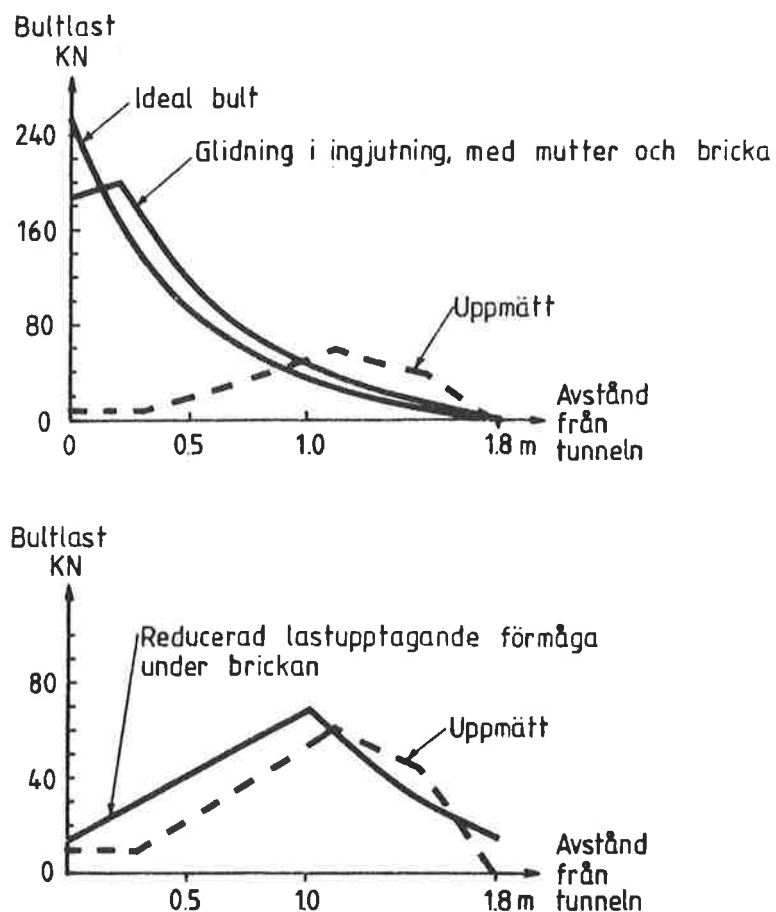
Jämförelse mellan teori och praktik

I figur 3a redovisas resultat från tunnelsektionen med endast bultförstärkt berg. Figuren visar beräknade bultlaster tillsammans med en uppmätt bultlast som funktion av bultens längd. Den verkliga bultens funktion visar att ingjutningsmaterialet är plasticerat och att bulten bl.a därför tar en låg last vid bergytan. Den teoretiska modell som bäst stämmer överens med det verkliga fallet är verknings sättet i figur 1c, där lasten byggs upp längs yttre delen av bulten medan den inre delen av bulten är förankrande. Den uppmätta bultlasten under brickan är låg och den troliga förklaringen till det är att det skett en lokal rörelse vid bultens ytterände. Den kan bero på att berget krossats under brickan, att anläggningen av brickan mot berget varit dålig eller en kombination av dessa.

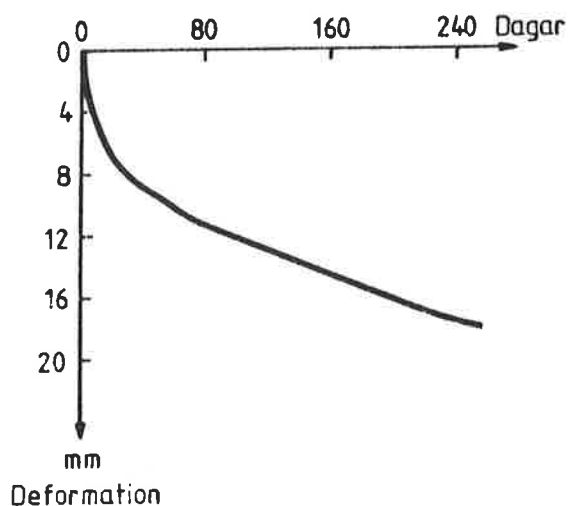
För att efterlikna den verkliga brickans funktion och simulera den antagna rörelsen kan bergmassans lastupptagande förmåga, lokalt under brickan, försämrats på teoretisk väg. Om reduktionen av bärförmågan görs med ledning av den uppmätta bultlasten i figur 3a, erhålls beräknad bultlast enligt figur 3b. Resultatet visar på en god överensstämmelse mellan beräknad och uppmätt bultlast. Den rörelse, direkt under brickan, som krävs för att den teoretiska bultlasten i ytterändan ska sjunka till den uppmätta är endast 3 mm, inget orealistiskt värde med tanke på de korta sprickavstånden och det låga RQD-värdet.

Bultarnas nedsatta funktion visar sig också i verkligheten beträffande stabiliteten i tunnelsektionen. Deformationerna blev stora och hade inte avstannat efter 8 månader, se figur 4.

I figur 5 visas jämförelsen mellan beräknade bultlaster och en uppmätt bultlast för sektionen med både bultar och sprutbetong. Elasticitetsmodulen för sprutbetong har satts till 20 GPa, vilket skulle motsvara E-modulen vid fullt uppnådd hållfasthet. Som visas i figur 5 skulle då, teoretiskt sett, endast den yttre delen av

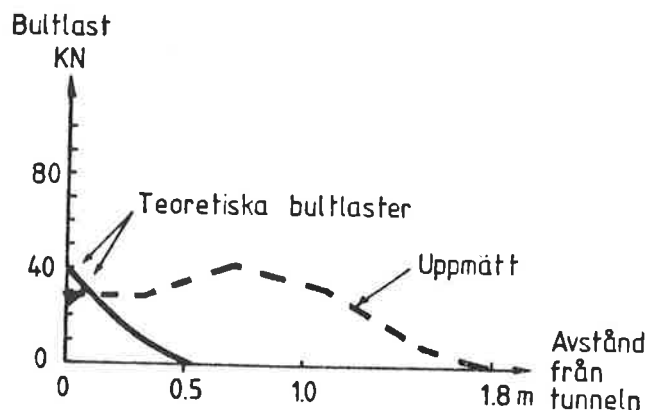


Figur 3a-b Beräknade bultlaster och en uppmätt i bultförstärkt tunnelsektion
Calculated boltloads and one measured in the bolt supported section of the tunnel



Figur 4 Uppmätta deformationer i bultförstärkt tunnelsektion (after Ward et al, 1976)
Measured deformations in the bolt supported section of the tunnel (after Ward et al, 1976)

bulten ha någon funktion och större delen av lasten tas i betongliningen. Så är uppenbart inte fallet i verkligheten, eftersom last mätts upp längs hela bulten. Nu pekar dock erfarenheter från försök i Väst-tyskland på att sprutbetong som under härdningsförloppet utsätts för pålastning har en praktisk E-modul som är ungefär 2 GPa. Det är en sekantmodul där hänsyn har tagits till kryprörelser hos den färska sprutbetongen.

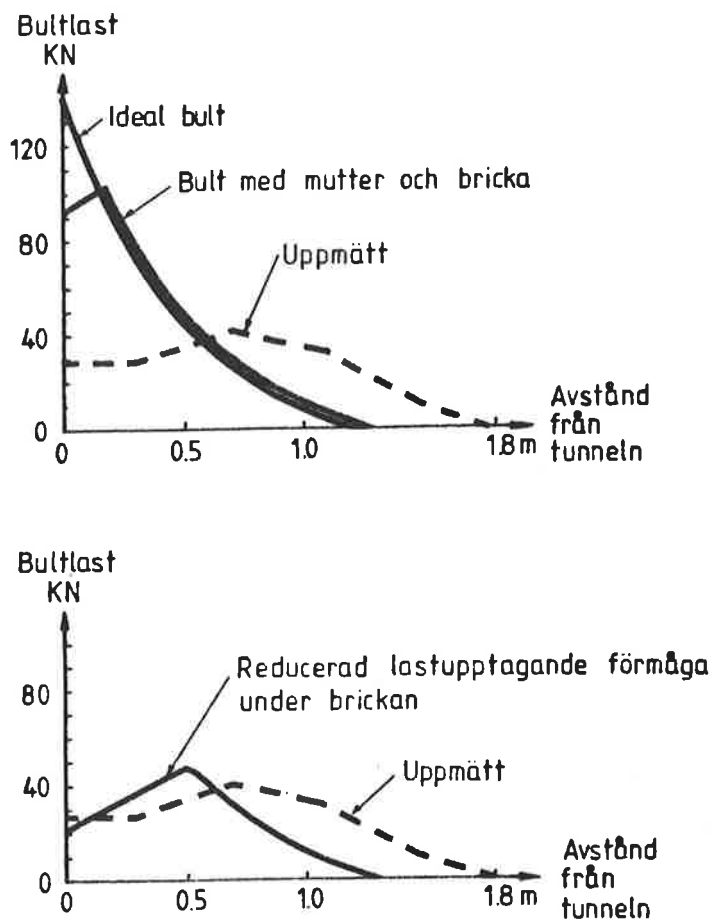


Figur 5 Beräknade bultlaster och en uppmätt i bult- och sprutbetongförstärkt tunnelsektion. E-modul sprutbetong, 20 GPa.

Calculated boltloads and one measured in the bolt and shotcrete supported section of the tunnel. Elastic modulus of shotcrete, 20 GPa.

Om motsvarande beräkningar utförs med den nya E-modulen på 2 GPa blir nu resultatet, se figur 6a, relativt sett en bättre överensstämmelse mellan beräknade bultlaster och den uppmätta. Den uppmätta bultens funktion tyder även i detta fall på att lasten byggs upp längs den yttre delen och den inre delen verkar förankrande. Det tolkas så att den teoretiska modell som passar bäst överens med den verkliga bultens funktion är verkningssättet enligt figur 1c.

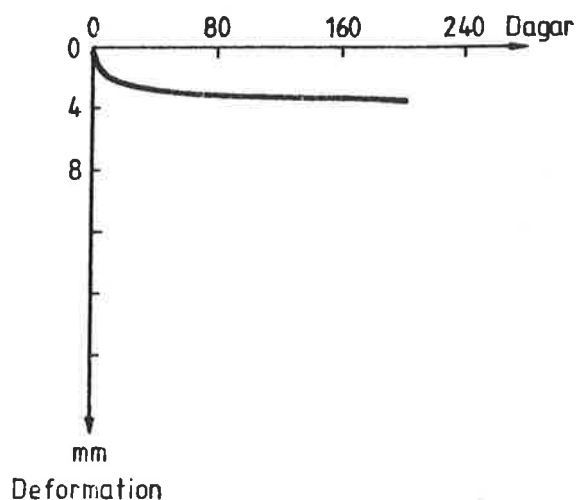
En teoretisk reduktion av bergmassans lastupptagande förmåga under brickan, enligt tidigare resonemang, visar på en god överensstämmelse mellan beräknade bultlaster och den uppmätta, se figur 6b. Den enda egentliga skillnaden mellan bultens funktion i detta fall och det förra, i endast bultförstärkt berg, är att lasten vid bultens ytterände här är högre. Det kan tyda på att sprutbetongen, även om den inte uppnått full hållfasthet, kan binda ihop den spruckna bergmassan och på så sätt ge brickan ett stabilare underlag. Denna slutsats stöds också av att den teoretiska reduktionen av bergmassans lastupptagande förmåga under brickan är betydligt mindre här än i det förra utan sprutbetong.



Figur 6a-b. Beräknade bultlaster och en uppmätt i bult- och sprutbetongförstärkt tunnelsektion. E-modul sprutbetong, 2 GPa.

Calculated boltloads and one measured in the bolt and shotcrete supported section of the tunnel. Elastic modulus of shotcrete, 2 GPa.

Tunnelsektionens uppmätta deformation visar också i praktiken, se figur 7, att bultar tillsammans med sprutbetong här gav en förstärkning som fungerade tillfredsställande och där också deformationerna avklingade med tiden. Det betyder att jämfört med den bultförstärkta sektionen är det sprutbetongen som på sikt står för den förbättrade stabiliteten.



Figur 7. Uppmätta deformationer i bult- och sprutbetongförstärkt tunnelsektion (efter Ward et al, 1976)

Measured deformations in the bolt and shotcrete supported section of the tunnel (after Ward et al, 1976)

Slutsatser

Både teoretiska modeller och praktiska resultat pekar tydligt på några detaljer som måste uppfyllas för att ingjutna bultar ska fungera på bästa sätt och därför kunna komma upp i de laster de är avsedda för. Det krävs en:

- hög kvalitet på ingjutningen
- bra anliggning mellan bricka och berg

För att det sistnämnda ska ha någon effekt, krävs det att bergmassan kan ta upp de laster som påförs via brickan.

För bultar i samverkan med sprutbetong kan det konstateras att:

- bultens verkan är starkt kopplat till sprutbetongens E-modul

Jämfört med den maximala elasticitetsmodulen hos sprutbetong är det under vissa fysikaliska betingelser riktigt att reducera denna för att

- i beräkningen ingår sprutbetong med förstärkningsverkan vid en tidpunkt då den inte uppnått full hållfasthet
- sprutbetongen utsätts för pålastning av den bakomliggande bergmassan under härdningsförloppet.

Summary

Results from a comparison between the theoretical performance of fully bonded rock bolts and the behaviour of the bolts under working conditions are presented in this paper. The comparison is limited to the bolt load distribution. All rock bolt data is taken from papers on the Kielder Experimental Tunnels presented by Ward et al (1976) and Freeman (1978). The theoretical background is mainly obtained from Stille (1983).

The analytic solution shows good consistent with the actual performance of the bolts and its concluded that there are some details to be fulfilled for the optimum performance of fully bonded bolts, namely

- the grout must be of high quality to secure the interaction between the bolt and the rock mass
- to make a good planar contact between the end plate and rock surface

For a support system where bolts interact with shotcrete it is clear that the performance of the bolts is strongly influenced by the elastic modulus applied to the shotcrete. Experience from research shows that the elastic modulus should be reduced in calculations when shotcrete is exposed to a loading condition during the hardening process.

Referenser

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics 6 pp.189-236.
- Freeman, T.J. (1978). The behaviour of fully bonded rock bolts in the Kielder Experimental Tunnel. Tunnels and Tunnelling, June 1978.
- Ogawa, T. and Lo, K.O. (1987). Effects of dilatancy and yield criteria on displacements around tunnels. Canadian Geotech. Journal Vol. 24, No. 1, 1984.
- Rokahr, R.B. and Lux, K.H. (1987). Einfluss des rheologischen Verhaltens des Spritzbetons auf den Ausbauwiderstand. Felsbau 5, No. 1, 1987.
- Stille, H. (1983). Theoretical aspects on the difference between prestressed anchor bolt and grouted bolt in squeezing rock. Proc. of the Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, pp. 65-73.
- Stille, H. (1984). Bultförstärkning av bergtunnlar - analys med hjälp av "Ground reaction curve". BeFo, Stockholm.

Ward, W.H., Coats, D.J. and Tedd, P. (1976). Performance of support systems in the Four Fathom Mudstone. Tunnelling Symp., London, pp. 329-340.

Ward, W.H., Tedd, P. and Berry, N.S.M. (1983). The Kielder experimental tunnel: final results. Géotechnique 33, No. 3, pp. 275-291.

VÄRDERING AV KABELBULTNING I RENSTRÖMGRUVAN

An evaluation of cable bolting in the Renström mine

Bergsingenjör Agne Ahlenius Boliden Mineral AB

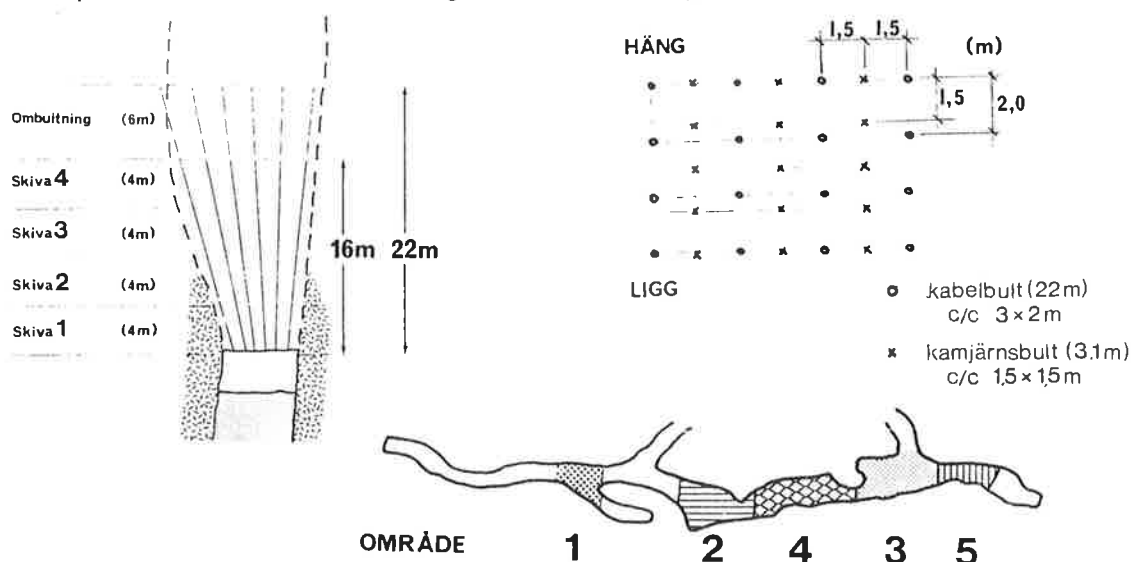
1 BAKGRUND

Renströmgruvan har infört kabelbultning som bergförstärkningsmetod sedan årskiftet 1984/1985 p.g.a stora stabilitetsproblem. Man har sedan införandet brutit ut 8 malmskivor med uppåtgående igensättningsbrytning. Nu vill man värdera den bergmekaniska och bergtekniska nyttan av kabelbultningen för att klarlägga de potentiella möjligheterna till att införa kabelbultning även i andra av Boliden ägda gruvor.

Arbetet har utförts i form av ett examensarbete vid Tekniska Högskolan i Luleå.

2 KABELBULTNINGENS GENOMFÖRANDE

För att minska brytningsrummets stilleståndstid indelades brytningsrummet i 4 områden. Efter uttag av 4 skivor (med kabelbultning av ett område per skiva) är det dags att bulta om första området. Kablarna är 22 meter långa vilket ger en överlappning på 6 meter vid ombultning med en skivhöjd av 4 meter.

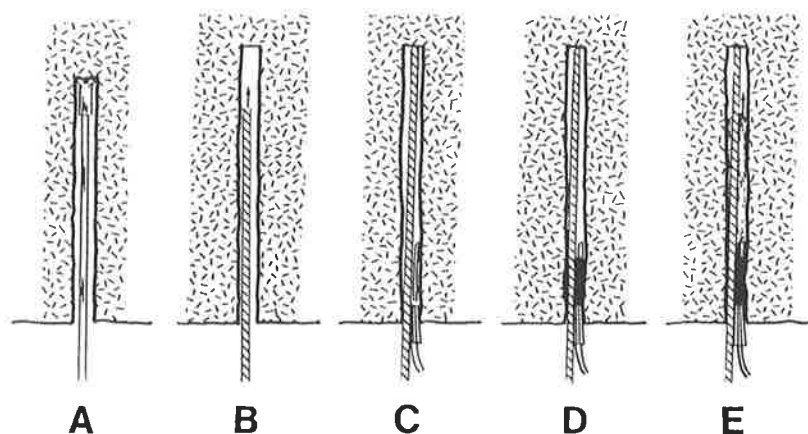


Figur 1 Kabelbultningsprincip, Kabelmönster, Renströmgruvan

Principle for cable bolting, cable pattern, Renström mine

De 22 meter långa kablarna utgörs av begagnade skipwirar med en diameter på 25 mm. Kablarna monteras i ett mönster 2 x 3 meter med en rad kamjärnsbultar emellan kabelbultraderna.

Tekniken för insättning av kablarna är mycket enkel. Hålen med diametern 51 mm borrar med ett ombyggt tryckluftsdrivet borraraggregat. På kabeln monteras en avluftningsslang och införingen av kabeln sker med en wirematare som monteras på en korg alternativt brygga. Kabeln fastläses därefter med en rörkil och hålet tätas med en cirka 0.5 m tjock betongplugg innan hålet slutligen fylls med betong.



Figur 2 Kabelbultningsteknik, A) borrar, B) införing, C) fastläsning, D) gjutning av plugg, E) ingjutning

Cable bolting technique, A) drilling, B) cable mounting, C) cable locking, D) plug grouting, E) cable grouting

3 UPPFÖLJNINGAR

Med olika typer av uppföljningar ville man utvärdera nyttan, effekten av kabelbultning som bergförstärkningsmetod.

3.1 Bergmekaniska uppföljningar

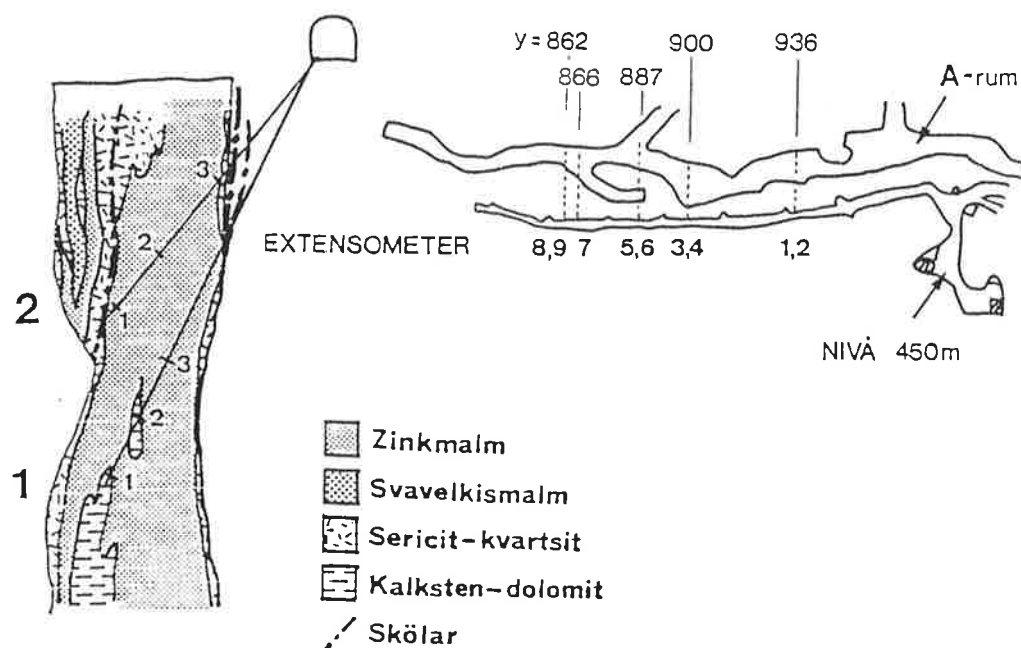
Avsikten med det bergmekaniska mätprogrammet var att kontrollera och värdera kabelbultningens effekt för bergmassans rörelse och deformationsförlopp.

I det bergmekaniska mätprogrammet ingick följande metoder:

- Extensometermätningar
- Takavvägningar
- Bergmekaniska skadekarteringar och rasdokumentation

- IE-mätningar (incremental extensometer)

Instrumentet består av plaströr med metall-ankare på varje meter. Efter ingjutning av röret mäts längdförändringarna (töjningarna) mellan ankarna med en borrhålssond. Mer information om metoden erhålles ur Interfels produktbroschyrer.



Figur 3 Extensometerplaceringar

Extensometer location

3.2 Driftsuppföljningar

För att belysa kabelbultningens inverkan på brytningskostnader och kapaciteter har följande aspekter beaktats:

- Brytningsrummens produktivitet utveckling
- Reparationskostnader för maskinhaverier
- Kostnadsjämförelse vid olika förstärkningsmetoder
- Intervjuer av berörd personal

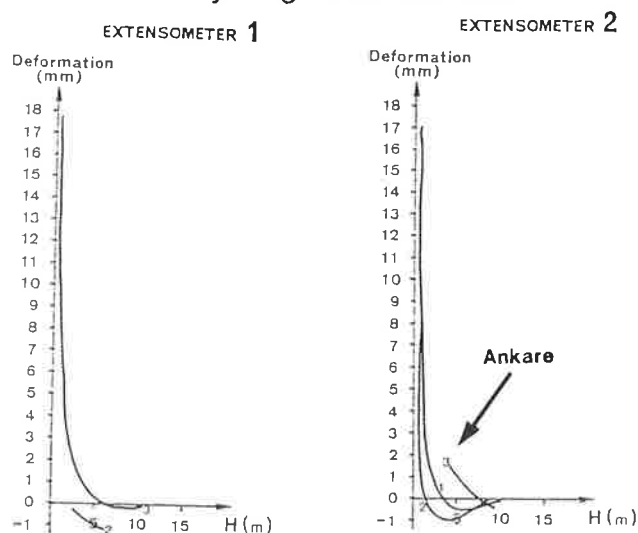
3.3 Metoduppföljning av kabelbultningsteknik

Då brytningsrummets stilleståndstid ökar, minskar årsproduktionskapaciteten vilket gör det viktigt att effektivisera enhetsoperationerna så att stilleståndstiden minimeras optimalt. Därför har en noggrann uppföljning av enhetsoperationernas kapaciteter och kostnader utförts.

4 RESULTAT OCH DISKUSSION

4.1 Bergmekaniska mätresultat

Resultaten från det bergmekaniska mätprogrammet visar att två olika brottyper och mekanismer förekommer längs rummet. Dessa beteenden har ett nära samband till den rådande geologin på brytningsrummet. I figur 4 redovisas deformationerna som funktion av höjden ovanför brytningsrummets tak.



Figur 4 Mätresultat, extensometer 1 och 2

Deformation som funktion av höjden ovanför rummets tak

Results from extensometer measurements (ext.1 & 2)

Deformation as function of distance above stope roof

Utifrån de mätresultat som vi erhållit ur extensometermätningarna kan man bestämma belastningen och förstärkningseffekten av bultförstärkningen.

Tabell 1 Takförstärkningseffekt

Belastning	Kabel-förlängning (m)	Kabel Last (Ton)	Först. Effekt (Ton/m ²)	Kamjärnsbultlast (Ton)	Förstärknings-effekt (Ton/m ²)
Hög	20.0	20.0	3.3	18.0 *	8.0
Medel	2.0	2.0	0.3	3.3	1.5
Låg	1.0	1.0	0.2	1.6	0.8
Teoretisk	38	38	6.3	20	8.9

* Plasticering av kamjärnsbult

Kabelbult

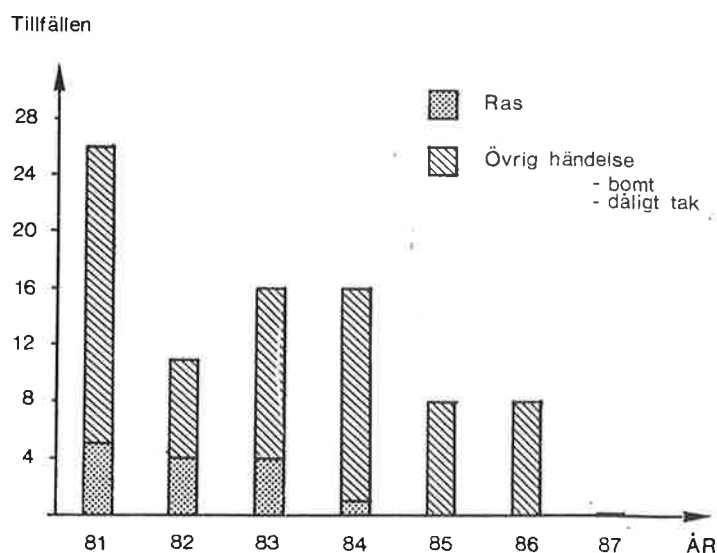
$\varnothing = 25 \text{ mm}$
 $A = 286 \text{ mm}^2$
 $E = 140 \text{ GPa}$
 $6 \text{ m}^2/\text{bult}$

Kamjärnsbult

$\varnothing = 20 \text{ mm}$
 $A = 314 \text{ mm}^2$
 $E = 210 \text{ GPa}$
 $2,25 \text{ m}^2/\text{bult}$

De små och ofta begränsade deformationerna ger att bultbelastningarna är låga.

För rasdokumentationen har observationerna från uppföljningsmaterialet sammanställts för A - malmen på 450 meters nivå.



Figur 5 Observerade stabilitetsproblem, A - malm, 450 m nivå

Observed stability problem, A - ore, 450 m level

Man kan tydligt se hur antalet ras har minskat efter införandet av kabelbultningen. Man har sedan införandet 1984 - 1985 inte observerat ett enda ras. Samtidigt har antalet tillfällen då övriga stabilitetsproblem förekommit minskat.

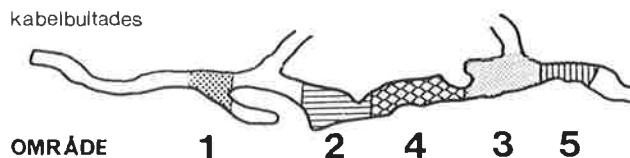
I figur 6 redovisas typ av skador som förekommer och var dessa uppträder.

Kabelbultnings- område	Skiva (nr)										
	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
1	N	N	N	N	Λ	S,N			N		
2				N							
3	RAS	N	N			N					
4	RAS			S	S,N	S,N Λ		B,S		N,S	
5		Λ			N	N		Λ	N		

■ = Första gången området kabelbultades

■ = Andra gången området kabelbultades

N - Nedfall
S - Smällberg
B - Bomt
Λ - Kyrktak

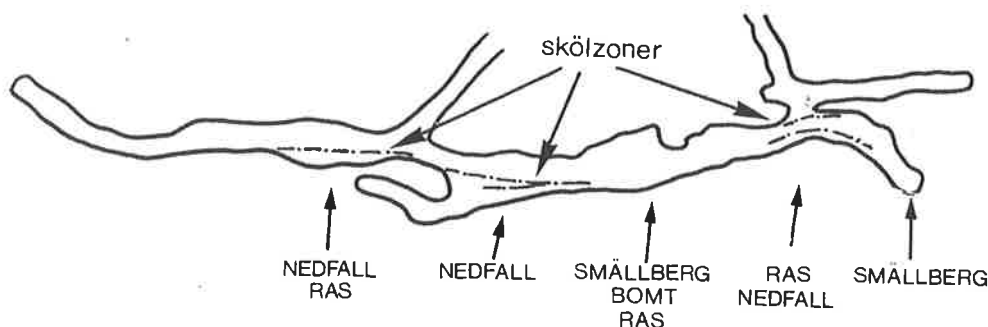


Figur 6 Skadeformer uppträdande i A - malmen, 450 m nivå

Types of rock damage in A - ore, 450 m level

Kabelbultningens effekt visar sig först efter uttag av några malm-skivor.

De skadeformer som framkommit i figur 6 har sammanställts för att åskådliggöra förekommande problemområden.



Figur 7 Problemområden, A - malm, 450 m nivå

Areas with stability problems, A - ore, 450 m level

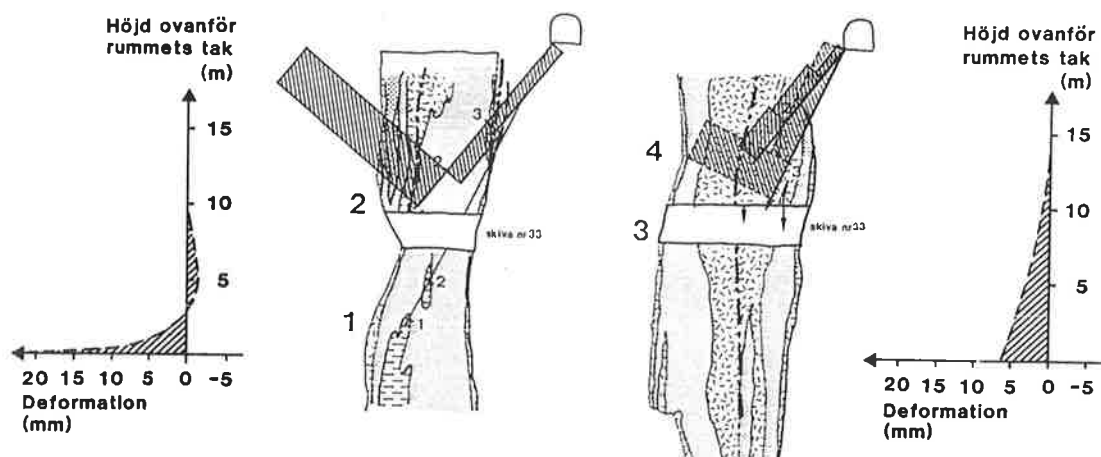
De skador som förekommer trots kabelbultningen sker i anslutning till de befintliga skölzonerna. Dessa problem kan troligen inte förebyggas med kabelbultning utan med en noggrannt och effektivt placerad kamjärnsbultning, alternativt avlastningssprängning kan dessa förebyggas ytterligare.

4.2 Bergmekaniska processer och kablarnas funktion

Det bergmekaniska mätprogrammet har gett oss kunskap om bergmassans deformationsmönster och rörelse. Vid en närmare studie av de uppmätta deformationerna framkommer att man erhåller 2 olika beteenden hos bergmassan i det aktuella brytningsrummet.

Den stora variationsbredden i beteendet hos bergmassan är av stort intresse då kablarna skall klara av alla typer av situationer.

I figur 8 redovisas 2 exempel på hur olika bergmassan deformeras vid uttag av en malmskiva.



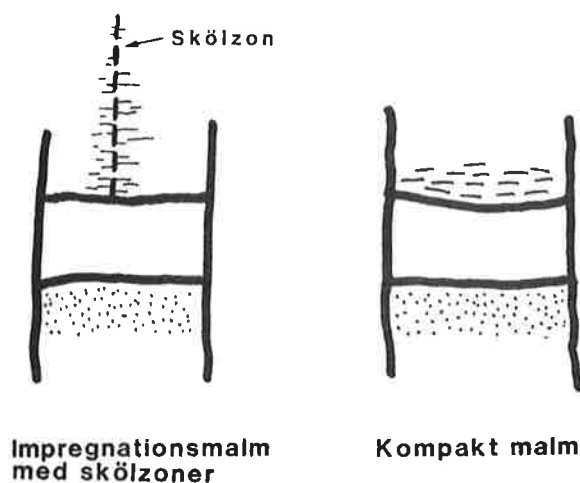
Figur 8 Deformationer vid uttag av 1 malmskiva

Measured deformation due to mining of one oreslice

I figuren ser man tydligt geologins inverkan på bergmassans deformationsbeteende. Extensometer 1 och 2 representerar kompakt svavelkismalm med stora deformationer och sönderbrytningar i det ytnära taket (0 - 4m). Ovanför dessa sönderbrytningar är taket utsatt för hoptryckning, sannolikt med valvbildning som följd.

Extensometer 3 och 4 representerar ett område bestående av impregnationsmalm med skölzoner av låg hållfasthet. Karakteristiskt för detta område är att man erhåller kraftigare uppspjälkningar i anslutning till skölarna, mindre intensiva men högre upp i taket än i kompaktmalmområdet.

I figur 9 redovisas hur uppsprickningsmönstret ser ut för de olika malmtyperna.



Figur 9 Uppsprickningsmönster

Different types of fracturing

De små och ofta begränsade deformationerna i bergmassan innebär att förstärkningen utsätts för låga belastningar. Detta innebär inte att vi har en massa onödiga kablar ingjutna i taket. Med kablarnas närvaro försvåras uppsprickning av bergmassan och därmed minskas möjligheten att deformationerna fortsätter tills ett ras uppstår. De låga belastningarna i kablarna tyder på att små krafter är tillräckliga i normalfallet för att förhindra fortsatt uppsprickning.

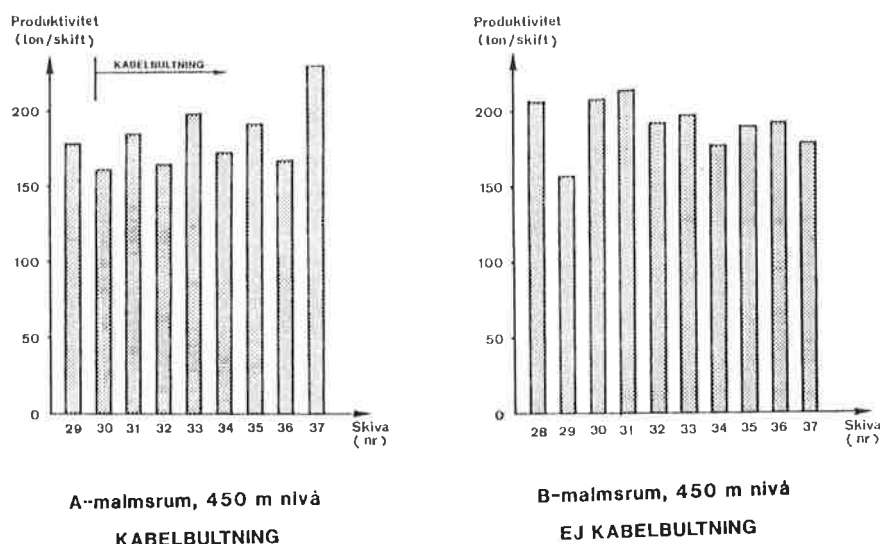
De låga bultbelastningarnas viktiga betydelse klargörs genom den kraftigt förbättrade rasfrekvensen som vi erhållit till följd av kabelbultningen. Fullt utnyttjande av kablarnas bärförmåga torde icke uppstå förrän vid behov t.ex. brott i sidoväggar med åtföljande rörelser i form av uppspjälkning av taket.

Utifrån de bergmekaniska skadekarteringarna samt stabilitetsdokumentationen har vi verifierat att stabilitetsförhållandena har förbättrats i såväl brytningsrummets tak som väggar. Rasfrekvensen och övriga stabilitetsproblem har minskat betydligt genom kabelbultningen.

4.3 Bergtekniska resultat

4.3.1 Driftsuppföljningar

Produktivitetsutvecklingen för det kabelbultade rummet jämfört med icke kabelbultade rum visar små och oregelbunda variationer. Då många faktorer inverkar på produktiviteten är det svårt att utvärdera kabelbultningens inverkan.



Figur 10 Produktivitetsutveckling

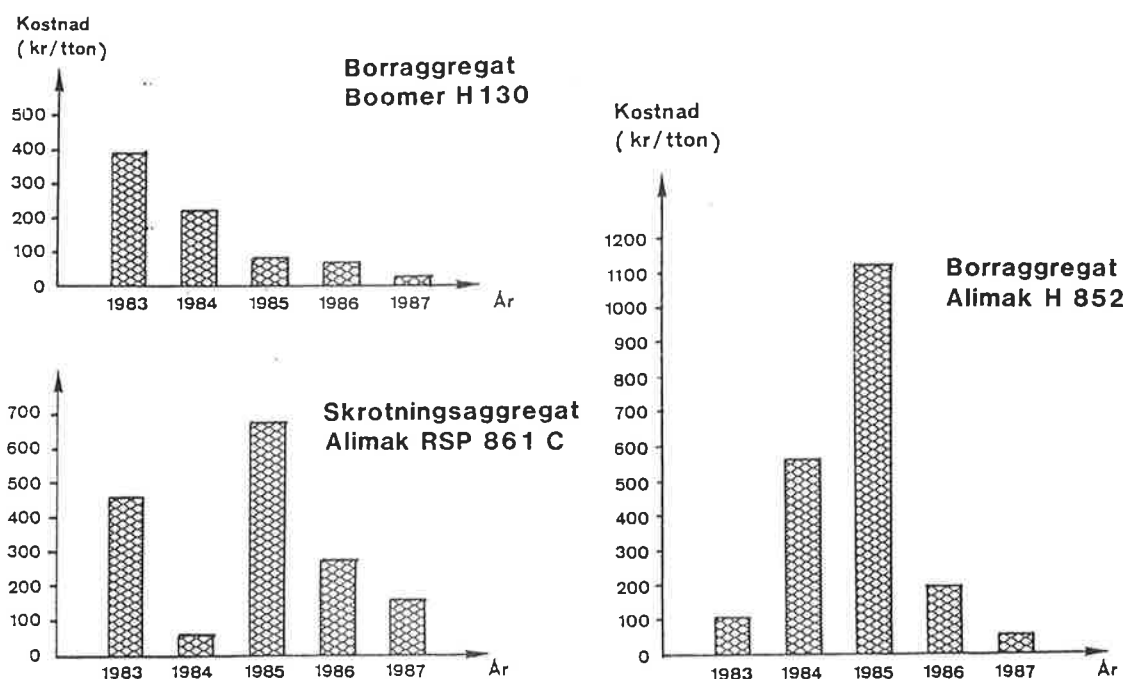
Productivity development

Kabelbultningseffektiviteten har sedan starten 1984 - 1985 förbättrats så att den för 1987 utgör en mertid på 1,17 manskift per 1000 ton. En fortsatt systematisk kamjärnsbultning skulle för den extra kamjärnsbultningen i stället för kabelbultningen ge en mertid på 0.90 manskift per 1000 ton. Tiden för en brytningscykel förlängs därmed till följd av införandet av kabelbultningen med ungefär 2 %.

Utifrån verkliga kostnader i Renströmgruvan har vi beräknat kostnaderna för olika förstärkningsalternativ.

Merkostnaden vid val av systematisk kabelbultning i stället för systematisk kamjärnsbultning som bergförstärkningsmetod motsvarar 2,54 kr per ton.

Haverireparationskostnaderna för borraraggregaten och maskinskrotningsaggregatet har sammanställts och redogöres för i figur 11.



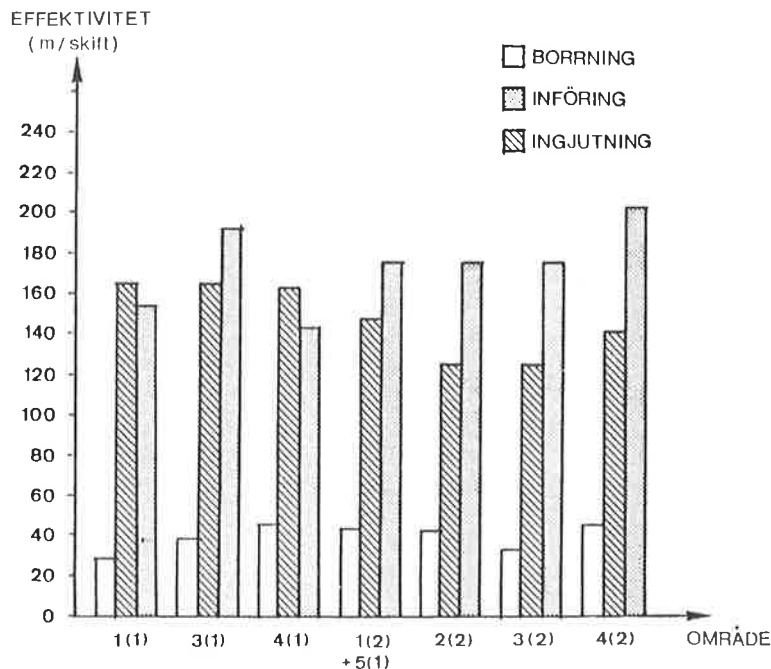
Figur 11 Reparationskostnader för maskinhaverier

Cost of machinery repairs due to damage by falling rocks

Man kan i figurerna se hur radikalt kostnaderna har minskat till följd av att kabelbultningen har börjat ge effekt. De sänkta reparationskostnaderna för maskinerna från 1985 till 1986 motsvarar en kostnadssänkning med 3,18 kr per ton. Denna besparing betalar alltså mer än väl merkostnaden för kabelbultningen.

4.3.2 Metoduppföljning av kabelbultningsteknik

Borrningen är den del av enhetsoperationerna som har den klart lägsta effektiviteten. Effektiviteterna för borrning, kabelinföring samt ingjutning framgår av figur 12.



Figur 12 Kabelbultning, Effektiviteter vid borrning, införing samt ingjutning

Capacity of cable bolting, drilling, mounting and grouting of cable

De genomsnittliga effektiviteterna utgör för borrning 40 bm/skift, införing 174 bm/skift samt ingjutning 147 bm/skift.

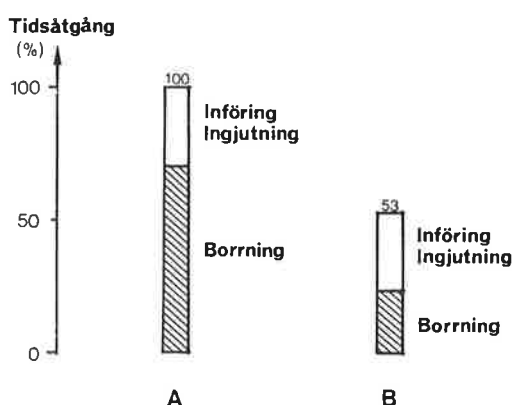
Av totalkostnaderna för kabelbultningen utgör lönekostnaderna 65 % och materialkostnaderna 35 %.

Borrningen svarar för ungefär 50 % av de totala lönekostnaderna. Lönekostnaderna för kabelinföring respektive ingjutning utgör resterande 20 respektive 30 %.

4.4 Bergteknisk diskussion

De vanligaste hindren för införande av kabelbultning har varit att det främst inneburit ökade stilleståndstider för brytningsrummen (= produktionsavbrott) samt förlängda skivcykler. Det är därför viktigt att man ser helheten av konsekvenserna för att en värdering av metoden skall bli rättvis.

Kabelbultningstekniken som används i Renströmgruvan är relativt enkel men tidskrävande. Kapaciteten vid borrningen är inte tillfredställande. Den låga kapaciteten på borrningen (45 bm/skift) ger att den utgör 70 % av den totala tiden för kabelbultning. Genom att övergå från pneumatisk till elhydraulisk borrning kan man reducera den totala tidsåtgången för kabelbultning med 50 %.



Figur 13 Kabelbultning, tidsåtgång vid
A) elhydraulisk borrning
B) pneumatisk borrning

Cable bolting, total time, A) electrohydraulic drilling
B) pneumatic drilling

5 SLUTSATSER

Utifrån de erhållna resultaten samt tillvaratagna erfarenheter beträffande kabelbultning kan man dra följande slutsatser.

- Kabelbultningen har haft en mycket stor effekt när det gäller att minska rasfrekvensen. Sedan införandet har man inte haft ett enda större ras på brytningsrummet.
- Stabilitetsförhållandena hos brytningsrummets väggar och tak har förbättrats till följd av kabelbultningen.
- De minskade reparationskostnaderna för borraraggregaten samt maskinskrotningsaggregatet, betalar merkostnaden för kabelbultningen i jämförelse med den systematiska kamjärnsbultningen.
- Kabelbultarna har visat sig vara mycket verkningsfulla trots den stora variationsbredden i beteendet hos bergmassan.
- Med kabelbultning har man skapat en tryggare arbetsplats, vilket dessutom resulterar i en bättre arbetsmiljö.

REFERENSER

- Ahlenius A Kabelbultning i Renströmgruvan,
Examensarbete 1988:001E, Luleå Tekniska
Högskola, Luleå, 1988.
- Almgren T Kabelbultning i Renströmgruvan,
Bergmekanikrapport 8:85, Boliden Mineral AB,
1985.
- Borg T Prediction of rock failures in mines with
application to the Näsliden mine in the
northern Sweden, Doctoral thesis 1983:26D,
Luleå Univ., Luleå, 1983.

SUMMARY

The Renström mine has had severe stability problems in the A-ore body at the 450 m level, over a long period of time. A major roof fall resulted in the decision to introduce cable bolting as roof support.

Since the introduction of cable bolting at the end of the year 1984 no roof falls occurred in the stope. Before that there were three roof falls per year on average. Other stability problems such as falling rock and "churches" have decreased considerably.

A study of the cost of machinery repairs due to damage by falling rock shows repair cost savings by about 75 % for the drilling rigs and the mechanized scaling rig. The cost saving in itself pays for the additional cost for cable bolting in comparison to the systematic rock bolting used earlier.

A stability monitoring program was carried out during the period of cable bolting by using measurements with conventional extensometers and incremental extensometers (IE), roof levelling and mapping of rock pressure damage. The measured roof deformations show two different kinds of movement in the rock mass. The monitoring of the cables has shown that the cables are effective in both cases in spite of the large range of variation in rock mass behaviour.

By changing from pneumatic to electrohydraulic drilling we can reduce the total time for cable bolting by 50 %. This is of great

importance as the standstill time of the stope should be minimized in order to maintain a high annual production capacity of the stope.

Cable bolting creates a safe working site with a good working environment. Besides that it gives a high production security with few disturbances due to rock stability problems.

STÅLBÅGAR SOM FÖRSTÄRKNINGSÅTGÄRD

ERFARENHETER FRÅN GARPENBERG

Tunnel support with steel ribs

Experiences from Garpenberg

Civilingenjör Gunnar Nord, Skanska AB

Civilingenjör Pär Olsson, Skanska AB

INLEDNING

Hösten 1987 fick Skanska i uppdrag att driva en ny transportort genom en zon av mullmalm vid Bolidens gruva i Garpenberg.

Mullmalmens låga stabilitet gör den mycket speciell att bedriva bergarbeten i. Som ett alternativ till de rektangulära bockorter som tidigare drivits i Garpenbergs mullmalm skulle orten förstärkas med stålbågar och sprutbetong.

Då stålbågar inte används i någon större utsträckning i Sverige var detta ett lämpligt tillfälle att göra studier i samband med installation av dessa.

Studierna utförs inom ramen för BeFo-projektet "Förstärkning av svagt berg" och har finansierats av Boliden, Skanska och BeFo.

FÖRUTSÄTTNINGAR

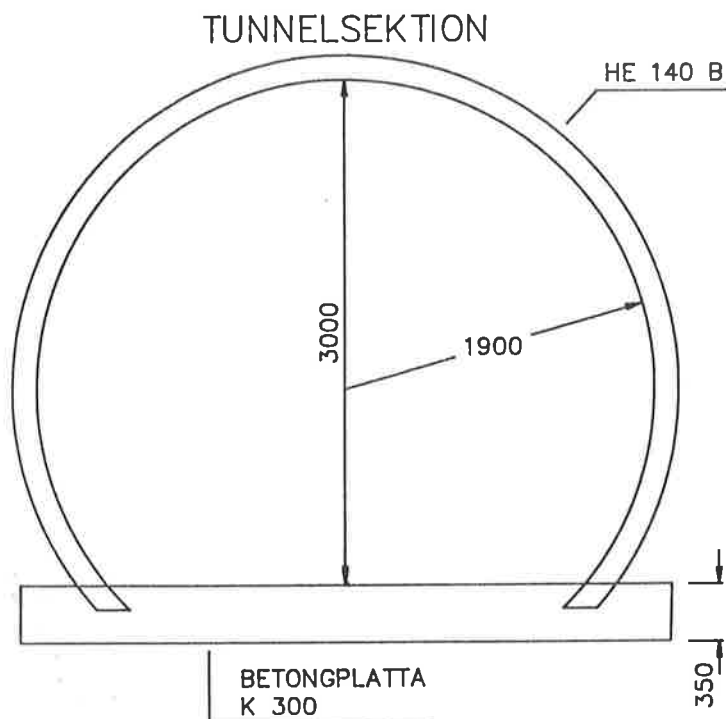
I Garpenberg förekommer i sulfidmalmen zoner av s k mullmalm. Berget är här kraftigt vittrat och delvis eller nästan helt leromvandlat. Egenskaperna kan beskrivas som för leriga siltar.

Vid tidigare undersökningar har materialets friktionsvinkel uppmätts till ca 28°. Materialets kohesion har uppskattats till ca 50 kPa.

En transportort skall drivas på nivån -380 m. Mullzonen har här en bredd på 30 m och stor utbredning i höjddled.

DRIVNING OCH FÖRSTÄRKNING

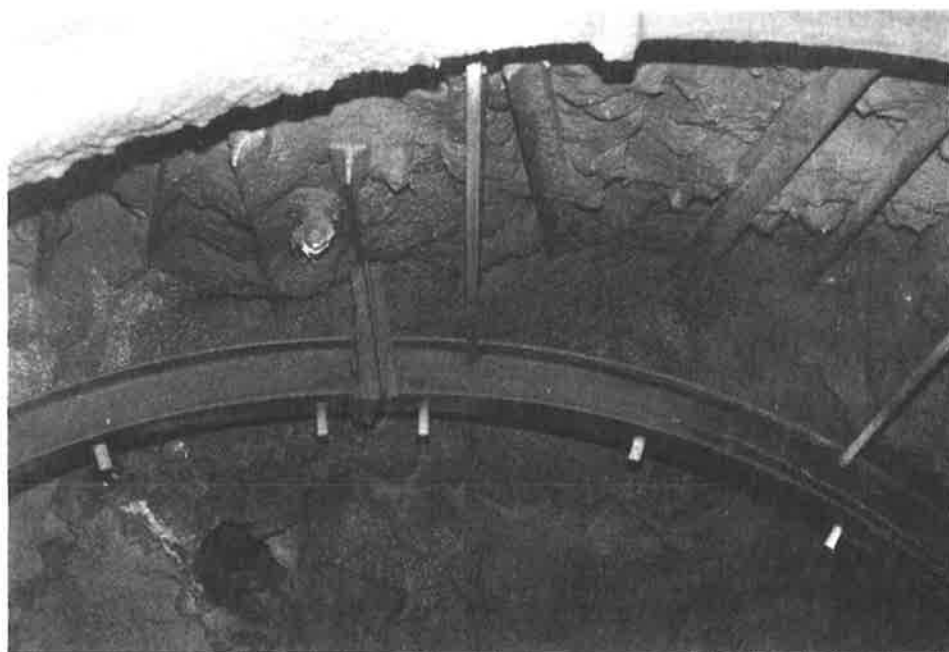
Tunnelsektionen utformades cirkulär med flat botten. Radien var 1,90 m, figur 1.



Figur 1 Tunnelsektion
Tunnel section

I de delar av mullzonen som gränsar mot friskt berg sprängdes tunneln ut. I den centrala delen av zonen var dock mullmalmen så lös att tunneln kunde drivas genom enbart schaktning.

Innan sprängningen och schaktningen genomfördes slogs en skärm av T-järn framför tunnelfronten för att ge en extra förstärkning av tunneltaket vid drivningen, s k forepoling, figur 2.



Figur 2 För extra förstärkning vid drivningen slogs en skärm av T-järn framför fronten.
Forepoling was performed to give temporary support driving the excavation.



Figur 3 Direkt efter urlastningen betongsprutades väggar, tak och även delen av fronten.
Immediately after the excavation, shotcrete was applied on the roof, the walls and on the upper part of the face.



Figur 4 Avslutningsvis sprutades tunneln med ca 10 sprutbetong.
Finally, a 10 cm thick lining was performed in shotcrete.

Tunneln drevs med en indrift på ca 1,5-2,0 m. Efter varje urlastning betongsprutades väggar, tak och övre delen av fronten, figur 3.

Valsade stålbågar, HE 140B, restes med ett c-c på 0,6-1,2 m. En armerad betongplatta gjöts därefter på golvet.

I de fall glapp förekom mellan bågarna och berget gjordes en motfyllning med en torr sand-cementblandning.

Slutligen betongsprutades mellan stålbågarna. Sprutbetongen fick en tjocklek på ca 10 cm, figur 4.

MÄTNINGAR

I samband med drivningen installerades 2 st mätsektioner. För att kunna bestämma vilka laster som verkar mot stålbågarna svetsades mät-dubbar på stålbågarna vid mätsektionerna. Bågarnas deformation kunde sedan följas genom att de tangentiella och radiella rörelserna av bågarna avlästes. För detta ändamål användes två olika instrument. De radiella mätningarna utfördes med Curvometer medan de tangentiella utfördes med Deformeter, figur 5.



Figur 5 Stålbågarnas radiella deformation kunde mätas med en Curvometer.
The change in curvature of the steel ribs was measured with a Curvometer.

Baserat på dessa mätvärden kunde sedan de laster som verkar mot stålbågarna beräknas.

Ortens deformation kontrollerades med extensiometrar med längderna 1,5 och 3,0 m. Extensiometrarna placerades så att bergytans, och inte sprutbetongens, rörelse registrerades.

RESULTAT FRÅN MÄTNINGARNA

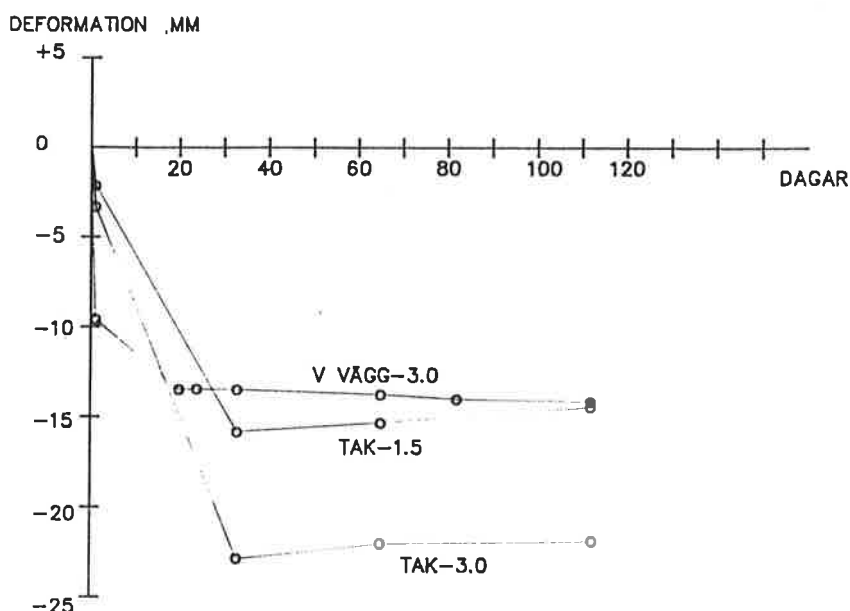
De mätningar som genomförts fram till idag visar att stora rörelser uppträtt i berget runt tunneln.

I sektion 1 har taket under den första månaden efter uttaget rört sig inåt med i storleksordningen 15-20 mm.

Den vänstra väggens längre extensiometer uppvisar en rörelse av 13 mm.

All rörelse avstannade efter ca 5 veckor, figur 6.

EXTENSIOMETER MÄTN. SEKT 1



Figur 6 Tunnelns deformation vid sektion 1.
Deformations of the tunnel at section 1.

Vid mätning med extensiometrar registrerar man den relativa rörelsen mellan ett ankare som är fastgjutet inne i berget och ett mät huvud som är placerat mot bergytan. I de övriga extensiometrarna vid sektion 1 har inga rörelser kunnat avläsas. Orsaken till detta kan bero på någon av följande faktorer:

- a) En monolit av material rör sig mot orten.
- b) Berget runt ankaret är så plastiskt att det pressar ankaret in mot orten.
- c) Ankaret har lossnat.

I den andra sektionen har ej tolkningsbara resultat uppmätts. Möjligen kan det förklaras av b) ovan. Bland annat visar mätningarna att taket rört sig uppåt, från tunneln.

Baserat på mätningarna kan lasten mot stålbågarna idag beräknas till storleksordningen 0-25 kN/m² tunnel. Konvergensmätning har utförts men resultaten finns ännu ej tillgängliga.

FÖRVÄNTADE LASTER

Innan arbetena påbörjades studerades några olika metoder för att uppskatta vilka laster som kan förväntas komma att verka mot tunneln. Gemensamt för dessa metoder är att berget bedöms och klassas på basis av okulär besiktning.

Med klassningen av berget som ingångsparameter kan sedan den förväntade berglasten uppskattas. Det finns ett antal accepterade uppsatser som beskriver sambandet mellan hålrummets storlek och form samt bergets karaktär och de berglaster man erhåller.

Den äldsta och kanske mest kända av dessa klassificeringsmetoder presenterades av Terzaghi 1946.

På senare år har metoder presenterats av bland andra Barton, Wickham och Rutledge.

För det material som förekommer i Garpenberg uppskattades de förväntade lasterna med dessa olika metoder.

Resultatet blev följande:

Terzaghi	200 kN/m ² tunnel
Barton	230 kN/m ² tunnel
Wickham	150 kN/m ² tunnel
Rutledge	80 kN/m ² tunnel

Stålbågarna i Garpenberg dimensionerades för 200 kN/m² tunnel.

BERÄKNADE LASTER BASERADE PÅ MÄTNINGAR

Om bergets last-deformations förhållande i slutstadiet beräknas med ground-reaction curve kan en uppskattning om vilken last som verkar mot tunneln göras. För de uppmätta deformationerna blir då lasten i storleksordningen 80 kN/m² tunnel. Detta motsvarar det värde som Rutledge's metod gav.

Om vi till ground-reaction curve adderar tyngden av den plastiska zonen (loosening) vid de aktuella deformationerna ökas värdet med ca 80 kN/m^2 tunnel till 160 kN/m^2 tunnel. Detta värde är i storleksordningen som Wickham's metod angav.

Detta skulle innebära att i det aktuella fallet ger Terzaghi's modell en konservativ dimensionering av förstärkningen.

Idag har, som tidigare nämnts, laster på 25 kN/m^2 tunnel uppmätts mot stålbågarna. Sprutbetongmaterialet som finns mellan bågarna har en lägre E-modul än stålet i bågarna men det har en betydligt större volym av förstärkningen. Det medför att den största delen av lasten idag bärs av sprutbetongen. Det kan uppskattas att sprutbetongen idag bär en last i storleksordningen $100\text{--}130 \text{ kN/m}^2$ tunnelyta.

DISKUSSION

Det kan förväntas att lasten mot stålbågarna kommer att öka med tiden. Det är dock vanskligt att förutse hur utvecklingen kommer att bli. Tunneln befinner sig i en gruva med ständigt förändrade spänningsförhållanden och hur detta kommer att påverka mullzonen är svårt att förutse.

Mätningarna kommer att fortsätta under 1988 eller så länge det bedöms vara av intresse. Projektet kommer att presenteras i sin helhet i en BeFo-rapport när mätningarna är avslutade.

Det kan slutligen konstateras att idag verkar stålbågarna som en extra säkerhet för sprutbetongen. Dess cirkulära form har en gynnsam effekt för att uppnå den form som ger ringverkan i sprutbetongen.

SUMMARY

Tunnel support with steel ribs is sparsely used in Sweden. Therefore it was a convenient opportunity to closely follow a rib support project when Skanska was excavating a new transportation tunnel at Boliden's mine in Garpenberg.

The tunnel was driven through soft, highly weathered, sometimes almost claylike rock at a depth of 380 meters.

Ahead of the excavating forepoling was performed to give a temporary support. The tunnel was finally supported with steel ribs and shotcrete.

To establish a favourable shape for the shotcrete the tunnel-section was designed circular with flat bottom.

In relation to the excavating two sections were instrumented with extensometers. Instrumentation was also carried out for observing the deformations of the steel ribs.

The results show that large deformations occurred in the walls and the roof, figure 6.

According to the measured deformations of the steel ribs, the load on the steel ribs were calculated to approximately 25 kN/m² tunnel.

Considering that both the steel ribs and the shotcrete is acting as support, the total rock load on the tunnel today can be estimated to approximately 160 kN/m² tunnel.

Using some of the more wellknown classification systems for determining rock loads, this value seems correct. Though, Terzaghi's model tends to give a conservative estimation of the rock loads. It confirms earlier observations from other parts of the world.

It is clear that today the steel ribs are almost non active as tunnel support but their circular shape have a positive effect on the shape of the shotcrete. The shotcrete is working as a ring with mostly compressive stress.

However, it is likely that the load on the steel ribs will increase with time and the measuring will continue.

The results will later be presented in a report from BeFo.

Referenser:

Hoek, E and Brown, E.T, Underground Excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.

Kovari, K, Amstad, Ch and Pritz, P, Integrated Measuring Technique for Rock Pressure Determination. International Symposium of Field Measurements in rock Mechanics, Zurich, April 4-6, 1977.

Procter, R.V and White, T.L, Rock Tunneling with Steel Support. Commercial Shearing and Stamping Co, 1946 (rev 1968).

Rutledge, J.C and Preston, R.L, New Zealand Experience with Engineering Classifications of Rock for the Prediction of Tunnel Support. International Tunnel Symposium 1978, Tunneling under difficult conditions, Tokyo.

Stille et al, Undermarksbyggande i Svagt Berg, 3 Stabilitet och Förstärkning. BeFo-rapport 106.

Wickham, G.E, Tiedemann, H.R and Skinner, E.H, Ground Support Prediction Model - RSR Concept. Proceedings from 1974 Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, June 24-27, 1974.

DISKUSSION

Göran Rehbinder, Vattenfall

Jag har en fråga som gäller beräkningen av de ingjutna bultarna. Är beräkningen tvådimensionell så att varje bult skall uppfattas som en lång skiva i axiell led?

Håkan Stille, KTH/Skanska

Beräkningen är tvådimensionell, de analytiska lösningarna på "ground reaction curve"-koncept bygger ju på tvådimensionella antaganden. Det är ingen skiva utan bultarna är utjämnade i bergmassorna och är liksom ett kontinuerligt system som är överlagrat själva berget.

Göran Rehbinder

Detta betyder alltså att bulten är "fördelad" såväl i axiell som i tangentiell led.

Nick Barton, NGI

This is also a comment to Håkan Stille's paper. I noticed that measured loads in the bolts were dropping away to zero, the closer one came to the tunnel walls. Could one of the explanations for this be that when the bolts are installed the rock closest to the tunnel has already dilated into the tunnel. The time effects come when the tunnel is advanced further and deformations are experienced close to the tunnel wall.

Håkan Stille

De redovisade bultkrafterna kommer från försök i en provtunnel i England som vi har tagit från litteraturen. One reason for this very low load at the surface I think is the very poor grouting. They had a lot of trouble with the grouting just close to the surface.

Sten Bjurström, SKB, AB

Min fråga rör mätningarna: När det gäller mätningar så brukar jag citera Sten Bergman som någon gång sagt, att alla tror på mätvärden utom de som har gjort mätningarna och då är det ganska intressant att veta hur knepigt det har varit att mäta?

Norbert Krauland, Boliden Mineral

De här mätresultaten kan också ha att göra med installationsproceduren för bultarna. Jag vet inte hur man har gjutit in bultarna i Kielder-tunneln, men hos oss gör man det så att man sätter bulten med brickan på in i borrhålet som är fyllt med cementbruk. Det innebär i praktiken att brickan inte är spänd mot berget. Det är alltså viktigt att man drar efter bulten när bruket har hårdnat. Annars får man automatiskt ett visst glapp mellan brickan och berget.

Håkan Stille

Den här tunneln finns ju beskriven på många ställen i litteraturen och man säger att man har gjort en enkel efterdragning av muttern med en skiftnyckel men det finns inte förklarat hur brickan såg ut egentligen, hur den låg an och allt det här. Så det fattas information. Men trots att det fattas information så är det nog ett av de bäst beskrivna av den här typen av försök som finns i litteraturen.

Nick Barton

The comment I was going to make was to Leif Wiberg concerning analyses of support for tunnels. This is not to criticize his work but may be a criticism of the models that we use for describing rock masses. Some rock masses dilate a lot. Some rock masses have rough joints. Other rock masses do not dilate during failure if there is a lot of clay. You need correspondingly very different amounts of support. I think we have to think about dilation when applying failure criteria because we are being very conservative if we ignore dilation in analyses. Rock is often better than we think.

Leif Wiberg, SGI

I agree to your opinion that the analytical calculation results are dependent on how well the deformation models (analytical equations) reflect the real behaviour and the parameter values. However, I think the analytical equations - once fed into pocket computers - are useful as a simple and cheap means for preliminary check of stress state (elastic or plastic) and deformation and for parameter sensitivity tests. The equations I have used are limited to simple cases - isotropic stress field and circular tunnels.

Rasa Benedik, Tyréns

Jag skulle först vilja kommentera tillämpningen av Hoek och Brown's empiriska brottkriterium vid bestämning av bergmassans hållfasthet. Om man vid dimensionering av bergförstärkning inte nöjer sig med publicerade ungefärliga värden på konstanterna "m" och "s", blir bestämningen av dessa vid fältbehov för en praktiker en ganska invecklad operation. Tyréns tillämpar därför vid bestämning av bergmassans hållfasthet den mera fältanpassade Bieniawskis E-modulrelationer och klassificering på basis av sprickighetsfaktorer (C_g och RQD).

Min fråga gäller dock användningen av stålringar i Garpenberg-gruvan. De redovisade belastningarna är mycket låga. Skulle man inte kunnat klara sig med vanlig armerad sprutbetong?

Pär Olsson, SKANSKA

Det har ju visat sig av mätningarna att stålågarna i dag inte tar någon last och det är möjligt att det kunde ha räckt med armeringsjärn, men jag vill betona den gynnsamma effekt som ågarnas form har haft på sprutbetongen.

Håkan Stille

Med tunneln uppe i Garpenberg är ju problemet lite svårare än vad som har framställts här. Det är alltså en mycket viktig och central transporttunnel. Det är inte fråga om en tunnel för att ta ut malin utan det här är en tunnel som skall stå öppen ett tiotal år och som

förbinder olika delar i gruvan. Därför vill man vara säker på att det här fungerar och inte rasar ihop och som Pär Olsson sade på slutet är det ett belastningsfall vi har nu. Sedan kommer det ju fram mycket mera besvärande belastningsfall såsmåningom när man bryter ut malm runtomkring. Och då kan det bli något helt annat. Det är ju spännande att följa vad som sker här.

Norbert Krauland

Jag skulle vilja haka på vad Håkan Stille sade fast inte med avseende på Garpenberg utan med avseende på kabelbultningen i Renström. Det är vad Agne Ahlenius redovisade. Jag hade möjlighet att ta del av de här resultaten lite mer i detalj. Granskar man bultbelastningarna i Renström så tar kamjärnsbultarna betydligt större last än kabelbultarna p g a att kamjärnsbultarna är styvare. Kabelbultarna är väldigt lågt belastade. Belastningen har tagits fram genom att mäta bergets deformation i närheten av bultarna med hjälp av extensometrar. Frågan tränger sig på: varför egentligen sätta in kabelbultar, kamjärnsbultarna tar ju större last? Deformationskurvorna som Ahlenius har redovisat visar dessutom att huvuddelen av belastningen uppträder alldeles i närheten av taket, där även kamjärnsbultarna finns. Samtidigt redovisar Agne att rasfrekvensen har avtagit, vi har faktiskt fått slut på rasen. Detta kan man inte hänföra till någonting annat än att vi har installerat kabelbultar. Detta leder till frågan om hur relevanta deformations- eller belastningsmätningarna egentligen är. Ger de en realistisk bild av de verkliga förhållandena? Hur fungerar kabelbultarna egentligen? Det kanske är så att kabelbultarna sitter i berget som en säkerhetsreserv och att de deformationer i bergmassan som vi har mätt inte alls är relevanta för det tillfälle då kabelbultarna aktiveras genom större bergrörelser?

Lars Lundström, Hagconsult AB

En fråga i anslutning till stålbågar. Det talades om en viss deformation i stålbågarna och jag undrar varför - det var förmodligen så att det förekom en deformation av berget också. Frågan är: mättes deformationer av berget innan, så att man vet hur stor del av deformationen av berget som utlöstes innan stålbågarna belastades?

Pär Olsson

Extensometrarna installerades omedelbart efter uttaget. Stålbågen däremot kom in lite senare.

Hans Helfrich, Enebyberg

Här nämndes att extensometrarna och bultarna sattes in vid fronten - såsom om all deformation skulle börja vid friläggningen av bergmanteln! Vi skall inte glömma bort att den första delen av "totaldeformationen" sker redan före fronten. Det betyder således att det obrutna berget redan har deformerats till en viss grad. Därför är det mycket väl möjligt att en bult inte tar den tilltänkta lasten i början. Berget är inte längre i sitt ursprungliga tillstånd när det har frilagts i en tunnel eller ett bergrum.

Sten G A Bergman, Stocksund

Jag tycker Norberts spekulationer här - liksom ofta annars - var intressanta. Fattade jag dig rätt i att du menade, att det var en fördel att kabelbultarna var "mjuka" med stor deformationsmöjlighet. Härigenom kan bergtaket deformeras fram till ett nytt tillstånd, där det räcker med den relativt ringa kabelkraften för att upprätthålla en stabil situation - ett slags tillämpning av "ground reaction curve"-filosofin. Litet populariserat skulle man kunna tala om en tillämpning av "elastisk krigföring". Det finns ju många områden, t ex det psykologiska, där denna princip med viss grad av mjukhet bakom vilken ligger en betydande motkraft visar sig ge bättre resultat än att sätta hårt mot hårt. Var detta den ungefärliga innebörden i ditt resonemang?

Sten Bjurström

Kan du Krauland utveckla filosofin såväl på det tekniska som på andra plan här från Bolidens sida?

Norbert Krauland

Vad jag menade egentligen förut gällde frågan: När mäter vi egentligen? När vi mätte i Renström var det alltså vid tidpunkter då taket var stabilt. Man borde egentligen mäta omedelbart före ett

ras, när alltså bergmassan kommit i rörelse. Då är kabelbelastningen säkert mycket högre. Men sådana mätningar har vi inte. Utan vi mäter när situationen är stabil och då är kablarna lågt belastade. Men det är också möjligt att kablarna med ganska låga belastningar genom sin närvaro förhindrar att sådana stora rörelser uppkommer.

Sten Bjurström

Det finns väl ändå en tanke i att en mjuk återhållsamhet som följer med berget och utnyttjar bergets styrka maximalt kunde vara en mekanism som hjälper.

Norbert Krauland

O ja, helt klart.

Sten Bjurström

Tack för det. Jag tyckte att det var en utmärkt diskussion. Jag vill tacka föredragshållarna för fina inlägg. Det är värdefullt att diskutera mätningarna och modellering av förstärkningen. Fältnätningar gör ju att man blir allt mer realistisk i sina förutsägelser.

UNDERSÖKNINGAR, NYA METODER OCH TEKNIKER
Investigations, New Methods and Techniques

THE UNDERGROUND RESEARCH LABORATORY, CANADA

A summary of the geomechanical programs on the 240 m level

Rolf Christiansson, VIAK AB, Falun, Sweden

Derek Martin, Atomic Energy of Canada Ltd, Pinawa, Manitoba, Canada

1 INTRODUCTION

Atomic Energy of Canada Limited Research Company (AECL-RC), Crown Corporation has a mandate to develop methods for packaging and disposal of nuclear-fuel wastes from the Canadian nuclear power plants. AECL has a large range of expertise within the field of civil nuclear technology, including waste management.

The Canadian Nuclear Fuel Waste Management Program (CNFWMP) is centred at the Whiteshell Nuclear Research Establishment (WNRE), situated in southeast Manitoba, about 120 km east of the city of Winnipeg. The planning for an Underground Research Laboratory (URL) began in the late 1970s. After some years of geological and geophysical investigations, a suitable site was found 14 km NE of the WNRE. After exploration drilling and characterization from the surface, excavation of the URL was started in late 1983. The location of the URL is shown in Figure 1.1.

In general, the CNFWMP is very similar to the Swedish program: both countries are assessing the feasibility and safety of nuclear fuel waste disposal at great depth in plutonic rock. Today, most countries in the western world that produce electricity using nuclear power, follow each other's research programs for waste disposal in some respects through international organizations or bilateral agreements.

As an example of co-operation within the field of waste management in early 1987, the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) signed a cooperative agreement with AECL. The agreement allowed the SKB to observe and to participate in the the research taking place programs at the 240-m level at the URL.

At first the SKB was involved in a study and summary of the geoscience elements of the CNFWMP and the work at the 240 level (Christiansson, 1987). Then it

participated in the geomechanical work at the 240-m level, studying the accuracy and limitations of overcoring methods under highly stressed conditions and looking into the possibility of predicting rock stresses. In the near future will the SKB participate in the geohydrological program at the 240-m level, by performing preliminary studies of the disturbed zone around a tunnel.

This paper summarizes the results available so far from the geomechanical program and outlines some interesting future experiments planned for the URL involving geomechanics.

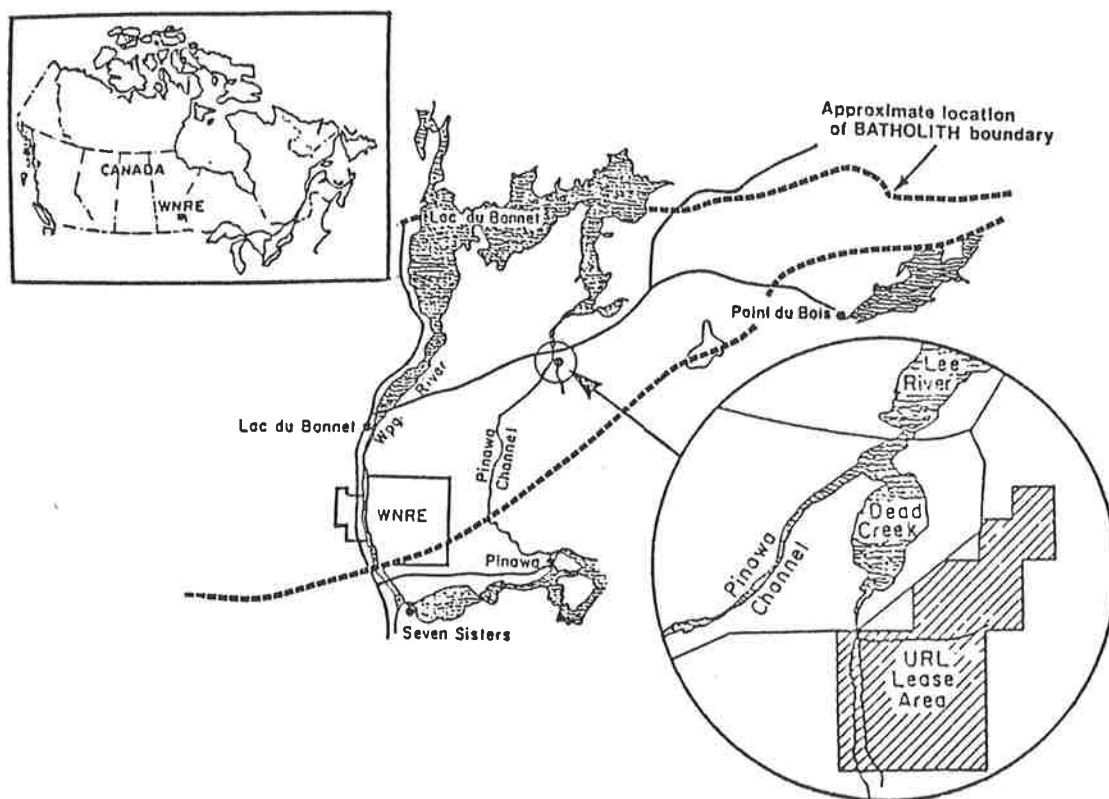


Fig. 1.1 Location of the URL. Map after G Simmons, 1986.

2 SITE DESCRIPTION

2.1 Layout

The access to the URL is a shaft. To a depth of 255 m the shaft is rectangular with a nominal size of 2.8 x 4.9 m. Shaft stations were excavated at depths of 130 m and 240 m. The purpose of the upper shaft station was to provide a place for more detailed exploration drilling for the planned first research level at the depth of 240 m. The 240-m level shaft station includes rooms for an electrical substation, sump, pump room and headings for exploration tunnels.

This shaft and the two shaft stations were excavated under the same unit price contract. The contractor designed his own blast rounds. The contract required that the blast rounds should be designed to provide walls with at least 50% of the borehole trace visible. This was not achieved before the lower shaft station. The walls of the shaft are normally rough, with a low percentage of remaining half borehole or borehole traces. The reported average actual size of the shaft indicates that the walls are about 2 decimetres beyond the design contour.

AECL decided that a more determined effort should be made to achieve an acceptable standard of wall quality at the 240-m level. The development of blasting methods has been described by Kuzyk, Lang and Lebel (1986).

The central section and perimeter of the blasts were designed using several different methods. For the design of the central section and cut of the blasts, the Swedish method, Crater theory, empirical and other methods were studied. For the design of the perimeter of the blasts, recommendations by Svanholm et al., duPont de Nemours, C.I.L, Langefors and Kihlström, Calder et al., and Holmberg and Persson were studied.

The use of the "pilot heading and slash" method made it possible to experiment with the loading, spacing and burden of the perimeter holes to the pilot drifts before starting the final wall and crown slashes. After a few rounds of experimentation, it became obvious that a much better perimeter split could be obtained by detonating the perimeter holes with B-line rather than with delayed blasting caps (B-line is a flexible detonating cord).

As a result of the experiments with loadings, burdens and spacings in the pilot headings, data required to design the perimeter blasts were available before the first wall slashes were blasted. In all instances, crown slashes were blasted after both wall slashes.

There were some problems with stress-induced failure in the lower shaft station. This led to some slabs of rock falling down shortly after blasting. Induced fractures can also be seen in some of the corners in the lower shaft station.

Tunnels have been excavated by a two-step process (in two stages) from the lower shaft station at the 240-m level (Figure 2.1). A typical cross section is shown in Figure 2.2. The section was modified to reduce stress-induced fracturing around the opening.

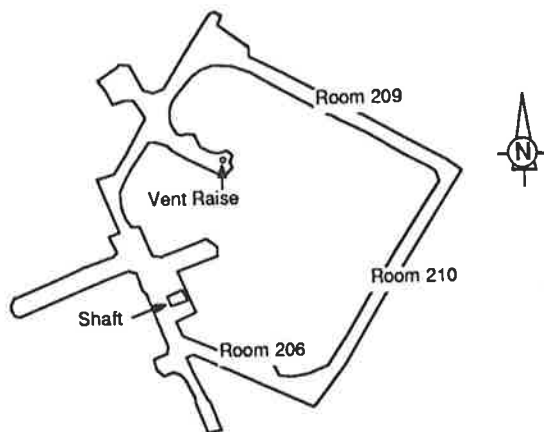


Figure 2.1 Plan of the 240-m level.

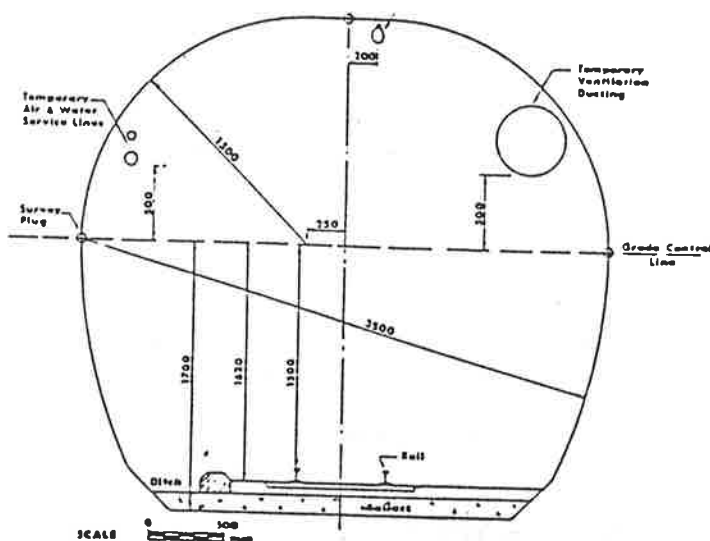


Figure 2.2 Cross section through the NE heading.

The overall powder factor generally ranged between 3.66 and 4.26 kg/m³ for the pilot heading blasts and averaged 1.31 kg/m³ for slashes (G W Kuzyk, P A Lang and G Lebel, 1986). The powder factors are calculated in ANFO equivalents, using the relative strengths of ANFO and the explosives actually used.

A limited part of Room 209 and half of Room 210 were blasted with full section in every round. The average powder factor was 2.53 kg/m³ for full-face excavation, compared with an average powder factor of 2.66 to 2.99 kg/m³ for pilot and slash ANFO equivalents (G W Kuzyk, pers. com.).

Although the walls and crown were blasted very smoothly, the floors at the 240-m level are rather rough. It is of course possible to blast the floors with higher quality as well, but it would require development of equipment and methods for drilling the floor contour (G W Kuzyk, pers. com.).

The advance, drilling data (times, number of holes, etc.), explosive and detonation data from the excavations are well documented. Even more detailed data are available in the shift reports.

The advantage of the 240-m level layout is the possibility of excavating into areas with a variety of geological conditions, thereby providing material for further experiments.

A raise bored ventilation shaft with a 1.8 m diameter was drilled from the 240-m level to the surface.

Today, excavation is being continued down towards a target depth of 455 m. From the 255-m depth the shape of the shaft has been changed to a circular cross-section. A shaft station for exploration drilling of the 420-m level was excavated at a depth of 300 m.

2.2 Geology

The URL is situated within the Lac du Bonnet batholith, a granitic formation with its longitudinal axis trending 60-70° toward the NE (cf Figure 2.3).

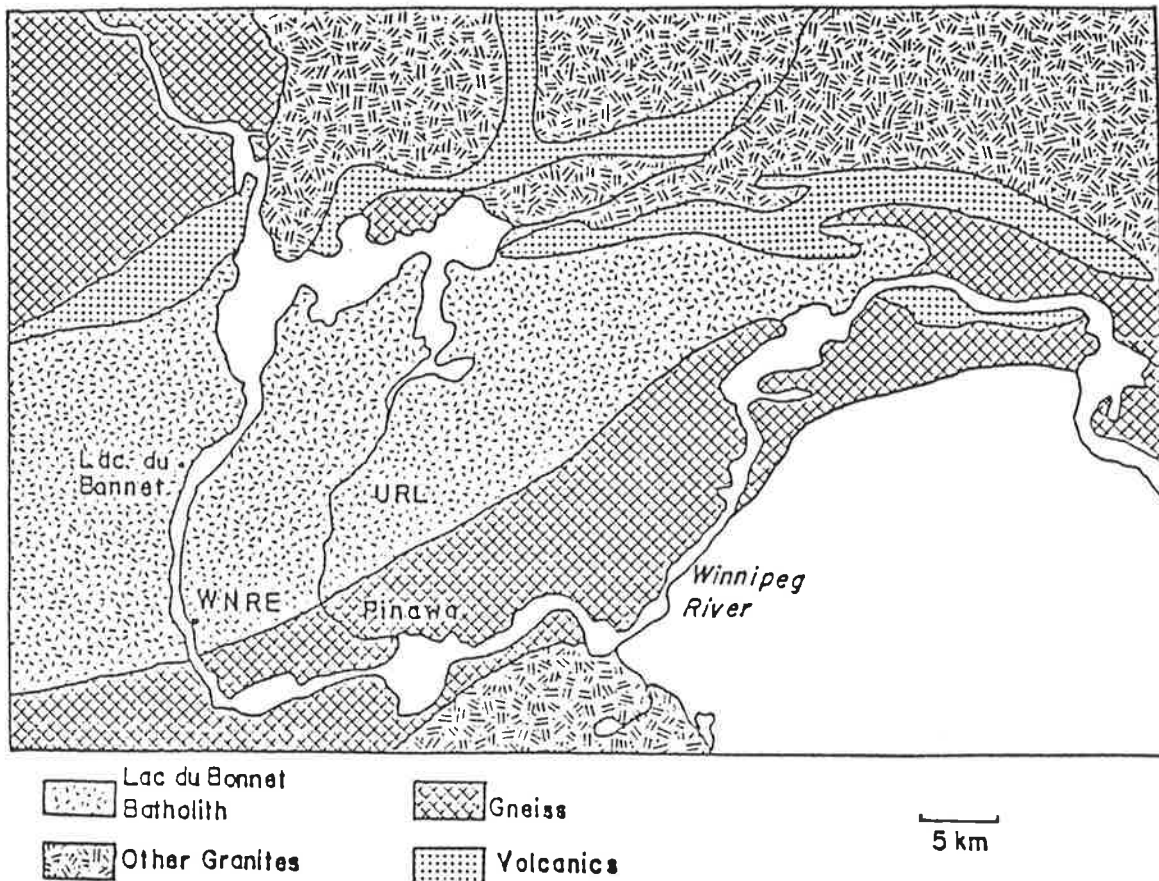


Figure 2.3 Simplified regional geology of the area in the vicinity of the URL. (After N.M Soomowala, 1982). Further to the west, crystalline rocks are overlain by phanerozoic rocks.

The methods used for geological research and characterization of the URL site, as well as other sites within the CNFWMP, may be summarized as follows:

Geology

- Literature studies;
- Studies of satellite images, high and low-level aerial photographs of different types;
- Extensive field mapping of lithology and structures;
- Detailed core logging and extensive geochemical analysis of cores;
- Stress measurements on outcrops; and
- Detailed mapping of underground openings.

Geophysics

- Airborne surveys,
- Gravimetry,
- VLF surveys,
- Seismic surveys,
- Borehole television and acoustic televiewer logging, and
- Geophysical borehole logging.

Hydrogeology

- Use of multiple-packer systems in boreholes,
- Use of seepage meters and piezometers in soil and shallow boreholes in rock,
- Extensive pumping tests to determine hydraulic connections, and
- Piezometric and chemical monitoring.

The extensive field work partly fulfilled the general objectives of the URL. The objectives have been summarized by Simmons and Viele (1986):

1. To assess airborne, surface and borehole techniques for characterization of the subsurface geological and hydrogeological environment in plutonic rock.
2. To assess the changes in physical and chemical conditions in the rock mass and groundwater caused by excavation of the URL.
3. To perform experiments relevant to assessing the performance of the disposal system considered for nuclear fuel waste disposal in Canada.

Although the criteria for choosing the URL site were not only based on geological and hydrological conditions, the actual site is very interesting from a geological point of view.

The intrusion of the batholith is believed to have occurred about 2.6 billion years ago. The flow of magma was relatively horizontal, forming a subhorizontal foliation. Late magmatic segregations and xenoliths occurred in the granite (Brown, Davison and Everitt, 1986). The dominant segregations are very coarse-grained and pegmatite-like. They are referred to as leucocratic zones.

The foliation and lithological variations led to a locally distinct subhorizontal layering of the batholith. Some folding of the layers has occurred. The geological history of the batholith has been determined by detailed studies of lineaments, such as dykes, mylonite zones and fractures, including their infillings.

The first compression was horizontal in a NW-SE direction, probably almost perpendicular to the longitudinal axis of the batholith. The orientation of compression turned clockwise during the cooling of the magma. The last compression was orientated subhorizontally in a NE-SW direction. This is also the orientation of the main principal stress today - at least to a depth of 250 m. No tectonic activity is believed to have occurred in the area after the cooling of the magma.

The mass of the batholith is represented by grey granite. The alteration of the granite is described after genesis (Kaminen, 1985). High-temperature alteration formed green-grey and pink granites during cooling of the intrusion. Pink granite is dominant in the outcrops in the URL area. Low-temperature alteration related to fracture zones caused deep-red granite.

The extensive field mapping confirmed a blocky rock mass with the dominant set of fractures trending NE-SW, dipping subvertically. Other sets of vertical fractures are almost perpendicular to the dominant set. A summary is given in Figure 2.4. Horizontal sheet fracturing occurs frequently in locally high points of the outcrops (cf Figure 2.5).

The frequency of subvertical fractures on the surface along scanlines close to the shaft has been compared with fracture logs from cores drilled horizontally at a depth of 15 m in the shaft. This showed that the fracture frequency decreased rapidly in the first 15 m below surface.

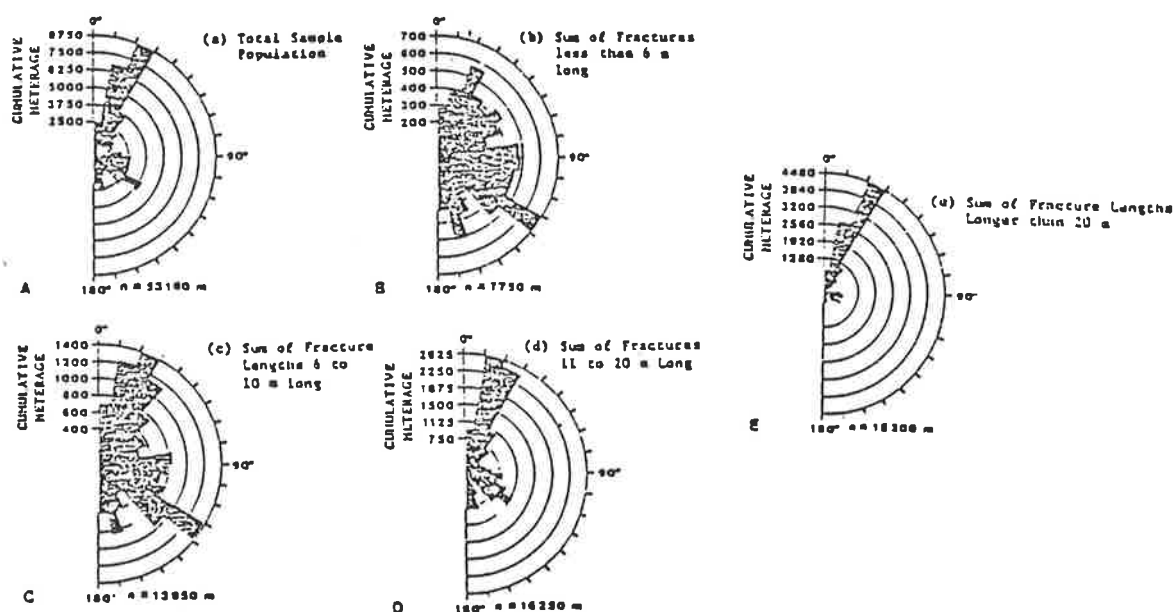


Figure 2.4 Rose diagrams of the sum of fracture lengths and their orientations (A. Brown and R.A. Everitt, in preparation).

The dominant structures down to a depth of 300 m are two thrust faults (referred to as Fracture Zone #2 and Fracture Zone #3). They dip about 25° SE and are concordant with the large-scale layering in the granite. In addition to the major fracture zones, several prominent splays are present (cf Figure 2.6).



Figure 2.5 Sheet fracturing on a local high point of an outcrop just north of the URL shaft. The fractures often seem to occur just under the weathered zone of the surface (several centimetres thick). Photo: Rolf Christiansson.

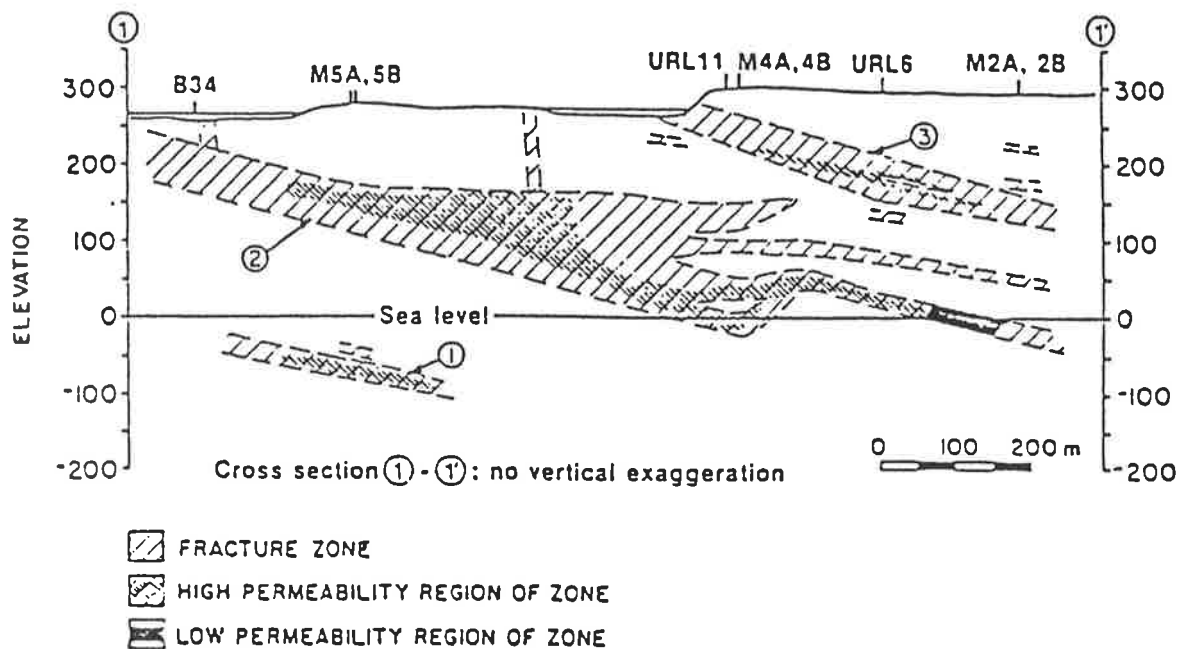


Figure 2.6 Simplified geological section through the URL site (C.C Davison and V. Guvasen, 1985).

In the vicinity of the shaft the granite is pink down to Fracture Zone #2.5, at a depth of about 210 m (Fracture Zone #2.5 is an upper splay of Fracture Zone #2). Fractures occur in the pink granite. The fractures trend mainly NE-SW and dip steeply. Below Fracture Zone #2.5, the granite is grey and unfractured, except in association with the altered Fracture Zone #2 and its lower splays.

The 240-m level development lies between Fracture Zones #2 and 2.5. The grey granite is cut by granodiorite and pegmatite dykes. Pink granite associated with the underlying Fracture Zone #2 is found in the western part of the 240-m level. Natural fractures are found in the pink granite. Short discontinuous fractures are also found in granodioritic dykes and leucocratic zones. The only water-bearing fracture at the 240-m level is isolated in the grey granite, crossing Room 209. All fractures at the 240-m level are subvertical, trending NE-SW.

3 GEOMECHANICS PROGRAM

The geomechanics program at the URL is extensive. It is often for natural reasons carried out at the same time as excavation. The objectives of the construction-phase experiments are (according to P. Lang, P.M Thompson and P. Baumgartner 1985) as follows:

- (1) "To monitor the near-field hydrogeological response to excavation of the shaft and underground rooms.
- (2) To measure the in situ rock stresses in the virgin rock mass, and the excavation-induced stresses around the shaft.
- (3) To measure the deformation modulus and elastic properties of the rock mass on a large scale.
- (4) To determine the stiffness/permeability/elevated temperature relationship of natural fractures.
- (5) To collect data from excavation surfaces and boreholes on the orientation, spacing, extent, and surface characteristics of natural fractures in the rock mass.
- (6) To predict the nature and extent of blast and stress-relief damage around the excavation from the known blast design.
- (7) To measure the extent and degree of damage to the rock around the excavation caused by blasting and stress relief.
- (8) To conduct geophysical experiments to help develop and calibrate site selection techniques for a waste disposal vault in a granitic pluton."

The work in the geomechanics program can be roughly divided in two groups:

1. Development of instruments and test methods for measuring specific parameters.
2. Excavation response experiments for measuring system response. So far, only work from the shaft and Room 209 has been reported.

Some development of instruments and test methods has been done concurrently and within the excavation response experiments.

4 GEOMECHANICS INSTRUMENTS AND METHODS

4.1 Monitoring of rock mass displacements

During the excavation response experiments, a number of items of equipment for monitoring displacement were tested and also modified. It should be pointed out that the conclusions drawn from this work relates to small displacements in stiff granite.

During shaft construction, shaft diametrical convergence was monitored with a Slope Indicator Company (SINCO) tape extensometer. Six convergence pins were placed at each instrument ring (P.A Lang and P.M Thompson, 1985). During excavation of Room 209, the convergence was measured using an ISETH/Kern distometer (P.A Lang et al., 1987). The distometer is found to give better repeatability, but the results are dependent on operator's technique and skill.

At four locations in the shaft depth, instrument arrays were installed to measure rockmass response to excavation. At each instrument ring in the shaft, four to six IRAD GAGE Sonic Probe MultiPoint Boreholes Extensometers (MPBX) with 5 anchors were used. Displacements measured during shaft sinking ranged from 0.09 to 1.80 mm (P.M Thompson and P.A Lang, 1987). The plotted results show "large" variations relative to the measured small displacements. This indicates that the instrumentation lacked repeatability and stability at the lower end of the limit range of this device.

The MPBX Sonic Probe System proved to be economical, reliable and easy to install and monitor. However, it did not have the precision needed to evaluate and calibrate numerical models in stiff granite. In addition, the minimum distance between the reference collar and the closest anchor is limited to about 1.2 m, because of the length of the staggered rod magnets that are a necessary part of the measuring system. This placed a limit on the displacement information that could be obtained close to the excavation wall, the area of greatest interest.

Based on the results of these tests, it was decided that, for subsequent displacement measurements at the URL, more measuring points would be installed along a borehole, to better resolve the rock movements due to joint dilation, particularly in the rock close to the excavation wall. It was also decided that data logging of instrument responses would be preferable to manual measurements because it would increase the data quality and reduce the construction delays and associated costs resulting from manual readings (P.M Thompson and P.A Lang, 1987).

For the excavation response experiment in Room 209, the Sonic Probe extensometer was used together with other instruments. The instrumentation is shown in Figure 4.1. The Waste Isolation Extensometer was used in Room 209 with 4 borehole anchors. The extensometer rods are made of tensioned 6-mm-diameter Invar steel. The long tensioning springs within the bulky reference head require a 1.5-m-long, 100-mm-diameter borehole collar, with an outer collar about 200 mm long and

200 mm in diameter in which to recess the head. The anchors consist of hydraulically activated, coiled copper bladders, which are pressurized against the borehole wall. One of the twelve anchors used in the three waste-isolation extensometers in the array burst before the design pressure was achieved. Assembly and installation of the waste-isolation extensometer was time-consuming and difficult in comparison with the other measurement systems. After the excavation, many of the copper bladders had become depressurized (P.A Lang et al., 1987).

The ISETH/Sol. Experts Ltd sliding micrometer was used in the Room 209 experiment (Figure 4.1). Use of the sliding micrometer is also planned for the shaft sinking below the 255-m level, to monitor deformations caused by hydraulic drawdown in Fracture Zone 2, which will be penetrated by the shaft. Laboratory tests are continuing at the URL to calibrate the Pac-Ex response.

PROCEDURE:

1. EXCAVATE ROOM 209 TO FACE "1"
2. DRILL BOREHOLES & INSTALL INSTRUMENTS
3. EXCAVATE TO FACE "2" WHILE MONITORING INSTRUMENTS WITH DATALOGGER

LEGEND:

- A - SONIC PROBE EXTENSOMETER
- B - WASTE ISOLATION EXTENSOMETER
- C - BOF-EX EXTENSOMETER
- D - STRESS METER AND PIEZOMETER
- E - SLIDING MICROMETER

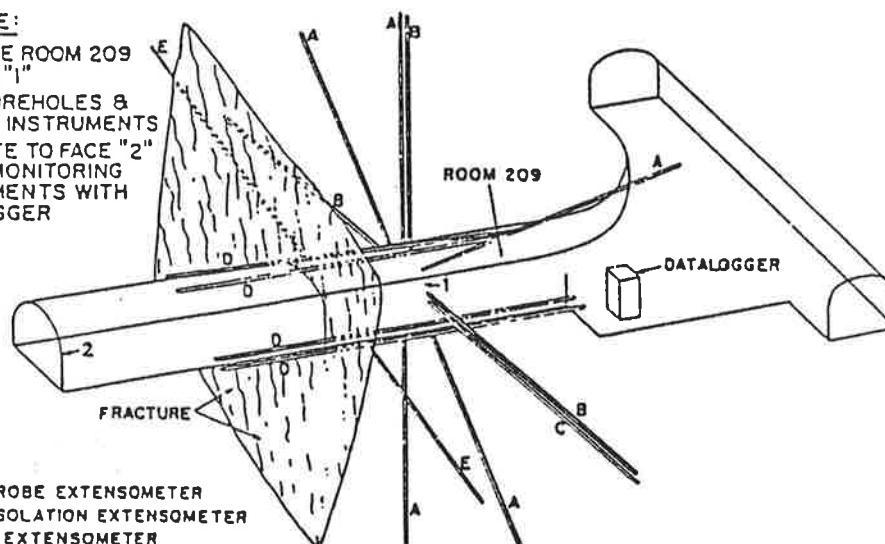


Figure 4.1 Arrangement of instrument array in Room 209 of the 240 m level (P M Thompson and P A Lang, 1987).

The sliding micrometer is a manually-operated probe, capable of measuring axial displacements along an instrumented borehole in one-metre increments, is achieved by installing specially-machined measuring anchors at one-metre intervals with a PVC casing (Kovari et al., 1979).

In its application in the Room 209 excavation response test, the sliding micrometer casing was installed from an adjacent excavation to pass about 4 m ahead of the pre-excavation face of Room 209. Measurements were made as the excavation proceeded, and continued after the instrumented hole was intersected by the excavation.

The instrument performed reasonably well, with an overall repeatability of about ± 0.04 mm.

The RocTest Limited Bof-Ex extensometer was also used in Room 209. This extensometer consists of a series of mechanical screw-type anchors installed in-line down a borehole. Downhole DC-LVDT linear displacement transducers record the incremental displacements between each anchor. In the trial installation at Room 209, the instrument consisted of seven anchors. Six DC-LVDT transducers measured displacements between the anchors. (Thompson and Lang, 1987).

The Bof-Ex extensometer worked excellently during excavation of Room 209, and is being used as the standard against which data from nearby extensometers are compared (Lang et al., 1987).

All extensometers in the shaft and Room 209 have been installed with thermistors at some of the anchors, to enable compensation of thermal expansion effects for the instruments and the rock mass.

Displacements across or along discontinuities can result in aperture changes that can alter permeabilities by orders of magnitude. By measuring the coupled displacements and hydraulic response of discontinuities within a rock mass the understanding of the fundamental mechanisms involved can be advanced. The Pac-Ex (i.e. PAcKer-EXtensometer) is an instrument developed by AECL at the URL and is used to monitor both displacements and hydraulic pressure at the same location (Figure 4.2). An example of coupled displacements and hydraulic pressure measurements obtained with the Pac-Ex instrument is shown in Figure 4.3. The plot shows the high resolution achievable with this instrument.

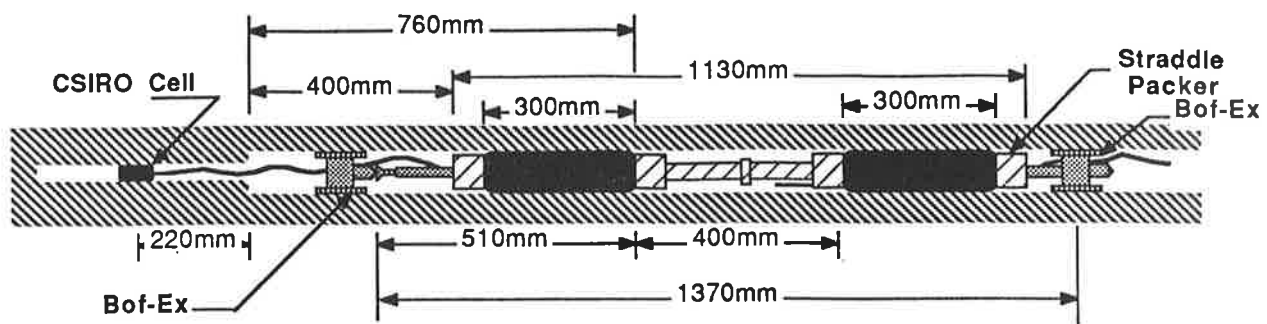


Figure 4.2 The AECL's Pac-Ex combines a Bof-Ex extensometer with a straddle packer system.

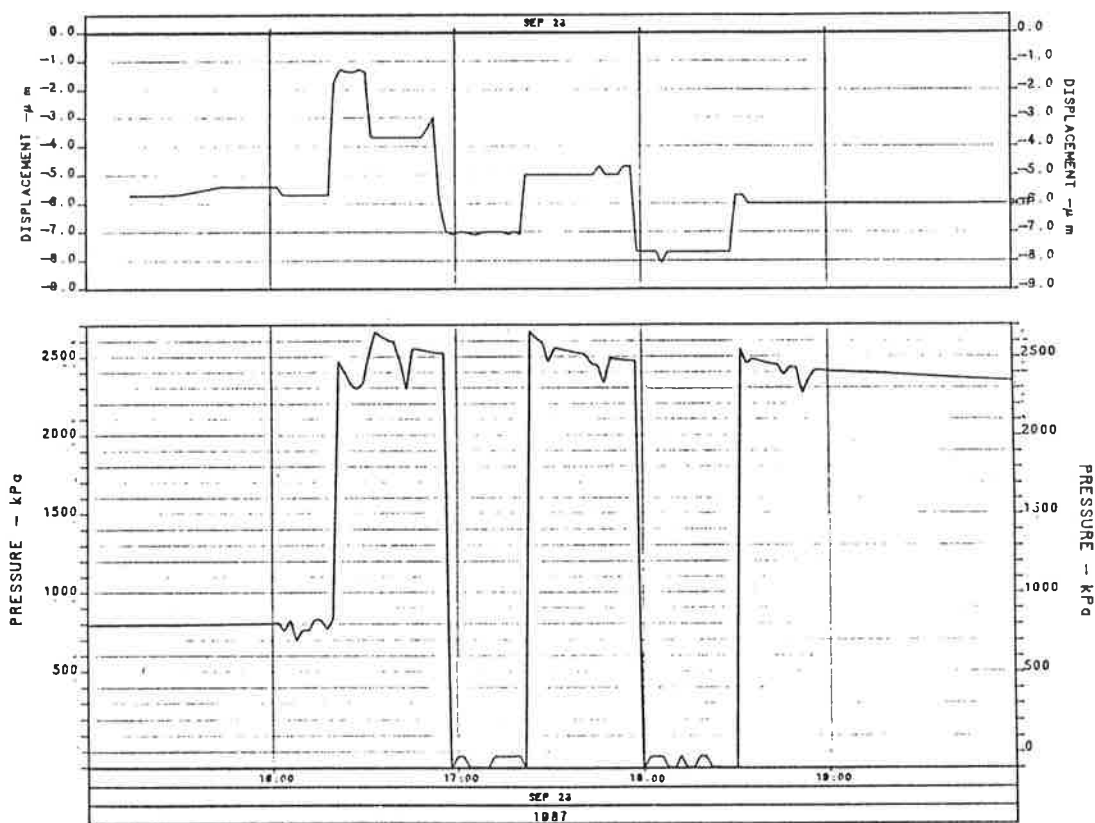


Figure 4.3 Example of data obtained using the Pac-Ex instrument.

4.2 In situ stress measurements

During characterization of the URL site prior to shaft sinking, hydrofracturing was used in deep boreholes to determine the stress field versus depth relationship. The results were also used for design of the vertical shaft. Further hydrofracturing tests have been done in boreholes from the 240-m level and down towards the planned 420-m level.

The overcoring activities at the URL are very extensive; Up to the beginning of 1988, almost 800 overcoring measurements were made. The objectives of these activities are as follows:

1. To identify the most suitable overcoring equipment from both a technical and an economical point of view;
2. To develop drilling, monitoring and bonding techniques;
3. To make rock stress measurement of in situ and excavation-induced stresses and assess reliability of results; and
4. To overcore cells that have been used to monitor stress changes during excavation (cf Chapter 4.5).

The overcore testing activities at the URL are unique from many points of view. The background information about the testing of different cells for in situ stress measurements is given by Thompson, Lang and Snider (1986).

Originally, the testing program was planned assuming that existing techniques and equipment would be used. The Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO) hollow inclusion triaxial cell (Worotnicki and Walton, 1976) and the United States Bureau of Mines (USBM) borehole deformation gauge (BDG) (Hooker and Bickel, 1974) methods were selected. The Council for Scientific and Industrial Research (CSIR) triaxial cell (Leeman, 1968) was not selected because:

1. Strain observations can not be made during drilling, and
2. Temperature compensation using a dummy rosette with a bonded rock chip in half-bridge configuration causes errors (Stillborg and Leijon, 1982).

The CSIRO cell was initially used at the 240-m level, but none of the tests were successful. Therefore an extensive laboratory testing of the CSIRO cell was carried out. Various epoxy bonding resins were tried, and extensive experimentation with installation procedures was conducted. It was concluded that the cells do not work with recommended and other available epoxies at ambient rock temperatures of 8°C. Similar problems with the CSIRO cell in cool, near-surface rock have been experienced previously (Garritty et al., 1985).

Because of the difficulties encountered in using the CSIRO cell, the CSIR triaxial cell was modified to meet the requirements of the URL. The standard CSIR cell is modified by replacing the dummy strain gauge by a thermistor accurate within $\pm 0.2^\circ\text{C}$. The thermistor is potted in such a way as to enable the temperature at the cell/rock interface to be monitored throughout an overcore test. A tapered nose cone is attached to the front of the cell to ease installation. The standard 15-pin CSIR plug is connected to an installation head that is sized to fit inside the 38-mm-diameter EWG hole used in the overcore test. At the rear of the installation head is a mechanical packer. The modified CSIR cell is installed in a similar manner to the standard CSIR cell.

The CSIR cell design has a number of inherent advantages over the CSIRO cell:

1. It costs approximately half as much as the CSIRO cell.
2. It can be overcored one hour after installation, compared with 12-16 hours for the CSIRO cell. This is advantageous in terms of cost and schedule.
3. The three independent strain gauge rosettes of the CSIR cell are inherently less likely to debond during overcoring than the complete cylinder design of the CSIRO cell. This is because the stresses between a CSIR rosette and the borehole wall during overcoring are primarily shear stresses and are of small magnitude, whereas the CSIRO cell stresses are tensile and large relative to the strength of the epoxy resin.
4. The strain gauge cement used to bond the CSIR rosettes to the rock does not creep as do the epoxy resins used for the CSIRO cell.

Improvements to the CSIRO cell epoxy have been made however and a recent test (February 1988) by representatives from CSIRO at the URL indicates that the CSIRO cell can provide as good data as the CSIR cell.

Comprehensive installation and testing check lists were developed and used during the stress measurement program (Snider et al., 1986). These provided a suitable level of quality control and helped to increase the percentage of successful tests.

Other major improvements in the method of stress measurement were

- a portable data logging system for overcoring tests,
- a temperature-controlled drill water system,
- an environmentally controlled and data logged bi-axial pressure chamber.

The data logger was equipped to monitor overcores or biaxial pressure tests on either the USBM BDG, the CSIRO HI cell or on the modified CSIR cell (Thompson and Lang, 1987). The following parameters were monitored, usually at a 15-second scan rate, during each overcore test:

- depth of drill penetration (mm),
- strains on all strain channels (microstrains),
- temperature of drill supply water ($^{\circ}\text{C}$),
- temperature of strain cell ($^{\circ}\text{C}$),
- temperature of drill return water ($^{\circ}\text{C}$),
- drill water pressure (kPa),
- drill rotation speed (rpm),
- drill thrust (kN), and
- drill torque (N·m).

The quality control of the overcoring testing at the URL is probably as close to the state-of-the-art as is possible with today's status of knowledge. Even the bonus system for the drillers takes into account the need for high quality. The test results from below Fracture Zone #2.5 in the grey, completely unfractured granite suffer, however, from problems. The problems result from high stresses and natural and drillinduced microcracks that cause partly non-elastic behaviour of the cores during overcoring. An apparent anisotropy has also been observed. These factors have a large influence on some of the test results and are discussed further in Sections 4.3 and 4.4.

4.3 Mechanical testing of overcored cores

After overcoring the core is put into an insulated box and transported as soon as possible to biaxial testing. The core is kept at as constant a temperature and humidity as possible. The biaxial pressure testing system is a Hoek-type biaxial pressure cell housed in an environmental chamber in which the temperature and humidity are maintained at ambient rock conditions. On the 240 m level these are 8°C and 99%, respectively. A data logger is used to record microstrains, temperatures and applied biaxial pressures (Thompson and Lang, 1987).

A biaxial pressure chamber with 3.8 to 1 length to diameter ratio is used instead of the standard 1.4 to 1 ratio. Finite element analysis indicated that the shorter chamber could give high values of Poisson's ratio when used with triaxial cell overcore specimens (Thompson et al., 1984). Data logger programs were developed to log biaxial pressure tests for the USBM, modified CSIR and CSIRO cells. An Enerpac electro-hydraulic pump connected to an adjustable by-pass system is used to ramp the test pressures up and down during test. A complete load/unload cycle takes 10 minutes. Maximum pressure is set to approximate the insitu stress level, usually between 10 and 25 MPa. Mainframe computer software was developed to produce report quality plots directly from the raw data.

The anisotropy in elastic properties (Young's modulus, Poisson's ratio) is tested. For the USBM tests, the borehole deformation gauge is rotated inside the core. One biaxial test is performed at each 15° in the interval 0°-60°.

The anisotropic properties were difficult to determine until the results of USBM testing and associative biaxial testing was available from the 240-m level. These tests indicated a maximum secant Young's modulus in a subvertical plane trending NE-SW. The maxima are undefined within the maximum plane, but the minimum secant Young's modulus is well defined perpendicular to the plane.

A special anisotropic properties testing program has been conducted at the URL. 45-mm cores have been drilled from 200-mm cores in differing orientations. The 45-mm cores have been tested uniaxially. The p-wave velocity and secant Young's modulus - but not the tangent modulus - indicate the same anisotropy as that obtained by biaxial testing.

The anisotropy as indicated by uniaxial and biaxial testing indicates the same trend from samples taken at several locations on the 240-m level. The plane of the maximum modulus is almost parallel to the natural fractures on the 240-m level and to the dominant fracture set in the pink granite at higher elevations. The anisotropy is believed to be caused by natural microcracks in the NE-SW directions. Tiny cracks in this orientation have been observed in the overcored cores. Other, probably drill-induced, cracks have been observed as well.

Evidence of microcracks is found in cores drilled at other locations in the Lac du Bonnet batholith. Mechanical testing of cores drilled down to a depth of 1000 m have been tested (Annor and Jackson, 1987). The uniaxial compressive strength, zero pressure p-wave velocity and the tangent Young's modulus decrease with increasing depth (beyond some hundred metres). The

Poisson's ratio in the samples increase with depth. Scanning electron microscope investigations have identified both natural and induced microcracks in the cores (Chernis and Robinson, 1987).

Several investigations to increase understanding of the anisotropy are under discussion. Of those decided, the following may be mentioned:

1. Triaxial testing of the overcored cores ($\sigma_1 = \sigma_2$, σ_3).
2. Seismic propagation investigations on cores from the 240-m level.

4.4 Insitu stress measurement results

As outlined in Section 4.2, overcore testing at the 240-m level is done not only to obtain knowledge of insitu stresses but also to test different equipment and methods. To ensure the confidence in results, a relatively high number of tests (5 - 10) is normally run in each borehole.

After all overcore data from the 240-m level had been compiled, it was found that the results of well-controlled CSIR tests all suffer from a tendency for the measured maximum principal stress (σ_1) to be parallel to the borehole orientation (Figure 4.4), regardless of borehole orientation.

The occurrence of stress-induced microcracking and a possible set of natural microcracks causes non-linear elastic deformation of the core during overcoring. The natural microcracks in the unfractured granite are subvertical and probably almost parallel to a rather constant σ_1 orientation on the level. Testing in horizontal boreholes at angles larger than about 45° to the natural microcrack orientation gives results strongly influenced by the borehole orientation. The main reason is believed to be axial strains dominated by natural microcracks opening. The estimated error in the σ_1 trend obtained is probably less than 20° if the borehole trend diverges less than 45° from the microcrack trend, but is estimated to be up to 60° or more if the angle between the borehole trend and microcracks is larger than 45°.

The natural microcracks cause an apparent anisotropy in elastic properties. By introducing anisotropic properties into the calculation of principal stresses, the influence of the microcracks on results is strongly reduced. The characteristics of an anisotropic and non-linear modulus of elasticity has not been documented yet.

There are indications that the USBM BDG results may also be influenced by the non-elastic behaviour caused by opening of the microcracks during overcoring.

A program is in progress to understand the limitations of overcoring methods in highly stressed rock, and to study the possibility to include corrections for the non-elastic deformations during overcoring.

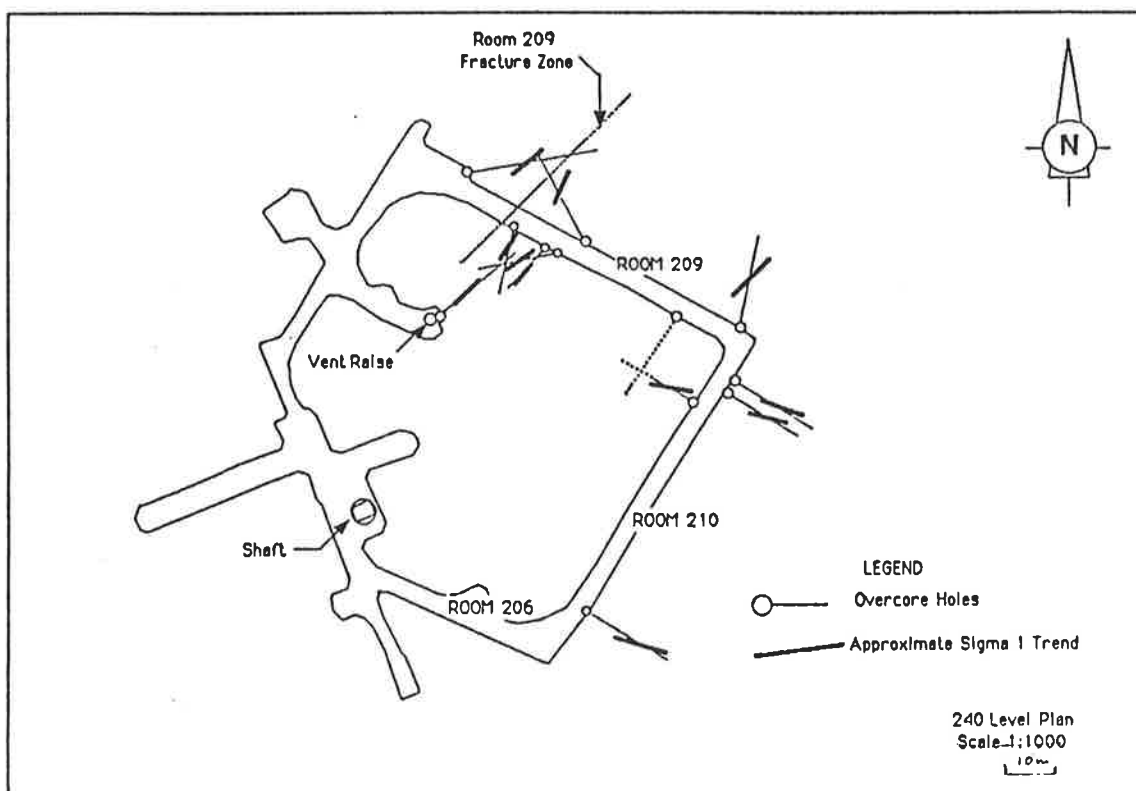


Figure 4.4 Plan of Overcore Holes and Measured σ_1 Trends on the 240 m level.

4.5 Monitoring of stress changes

In each of the four instrumentation arrays in the shaft, six CSIRO HI triaxial cells were installed in near-vertical boreholes, 9 m below the shaft bottom, and nominally 1.3 m and 2.6 m outside the projected excavation line, to monitor stress changes caused by excavation (Thompson and Lang, 1987). The depth below the shaft bottom was first determined using a 3-dimensional FEM calculation to place the cells below the stress-affected zone around the shaft bottom.

The CSIRO cells were also used in Room 209 for monitoring stress changes in eight holes around the tunnel (Figure 4.1).

Prior to the Room 209 excavation response test, a comparison tests were made between vibrating wire stressmeters and CSIRO HI triaxial cell. Forty percent of the installed vibrating wire stressmeters failed shortly after adjacent excavation commenced. Furthermore, the ones that survived provided scattered results that did not agree with the stresses measured by the HI cells. Since these instruments only provide stress change data in one direction and do not appear to be as reliable as the HI triaxial strain cells, they are not being included in future instrumentation plans (Thompson and Lang, 1987).

Creep in the epoxy resins is an accepted problem for stress monitoring using the CSIRO cell. Methods are available to correct the creep. One of the results from finite-dement modelling of the Room 209 experiment is stress changes in the CSIRO cell positions generally. The numerical results correspond well with the monitoring results. Attempts to back-calculate in situ stresses after overcoring of the CSIRO cells and to correct for the glue creep did not give reasonable results. Some of the overcored cores were partly damaged by excavation-induced fractures.

Although the stress-change monitoring using the CSIRO cell close to the excavation may suffer from non-linear elastic strains in highly stressed rock, it does provide some valuable data from a part of the excavation. Most of the stress-change monitoring data from higher elevations in the shaft provided excellent data.

The CSIRO cell is used for stress-change monitoring in the shaft at deeper elevations as well. These data, combined with the results from the overcoring program, can advance our understanding of the processes that limit the method.

5. EXCAVATION-RESPONSE EXPERIMENTS

The main philosophy of the geomechanics program at the URL could be simply summarized: excavation shall be monitored.

5.1 The shaft

The shaft from the depth of 15 m to 255 m and the upper and lower shaft stations were excavated from June 1984 to February 1985. Geotechnics characterization began in June 1985. Today, a number of reports are available and some work is still in progress.

Instrument rings were installed during shaft sinking at depths of 15, 62, 185 and 218 m, using instruments and methods mentioned in Section 4.1. A typical ring layout is shown in Figure 5.1. The objectives of the instrument rings were as follows (Lang and Thompson, 1985):

- a) "to evaluate, and to improve, the ability of numerical models in predicting the mechanical and hydraulic response of the rock mass to excavation,"
- b) "to back calculate the rock mass deformation modulus as a function of depth,"
- c) "to assess the influence of natural fractures on the response of the rock mass,"

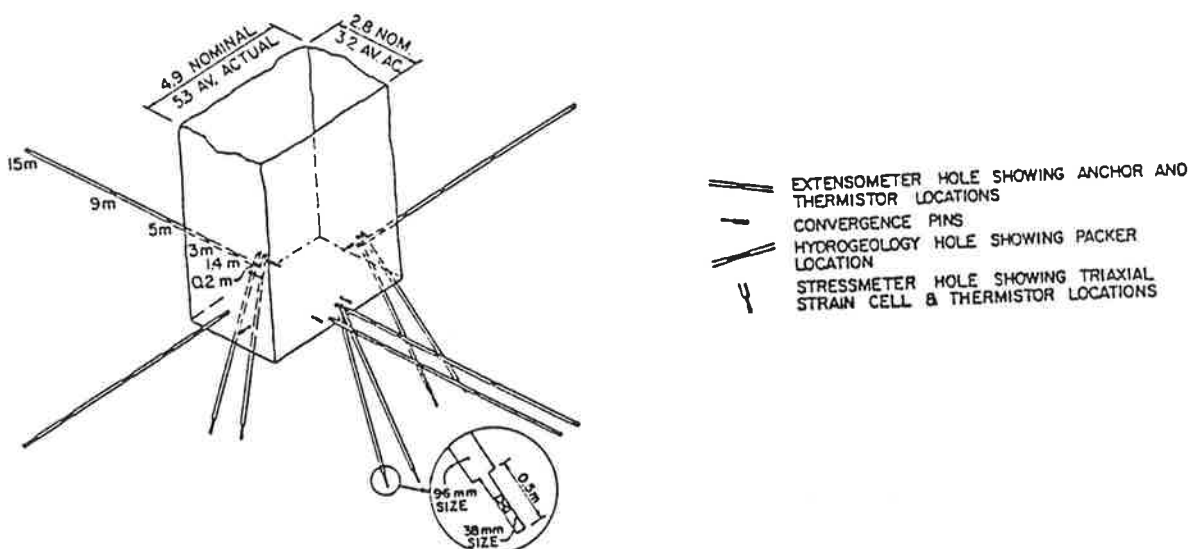


Figure 5.1 Typical instrumentation array in the shaft. (Lang and Thompson, 1985). Four arrays were installed between 15 m and 218 m depth. In addition, shaft convergence monitoring was performed at eleven other locations.

- d) "to evaluate the suitability of the particular types of geomechanical instruments used in these experiments for future experiments in the URL and for future use in characterizing commercial vault sites,"
- e) "to obtain data on the rock mass for use in designing Operating phase experiments in the URL,"
- f) "to obtain information on the excavation damaged zone around the shaft, and to develop methods for predicting the extent and properties of the damaged zone from the known blast design,"
- g) "to develop a rock mass classification scheme specially applicable to plutonic rock bodies."

The geomechanics part of the experiments during excavation of the shaft down to a depth of 255 m produced a great amount of monitoring data from the instrumentation. The in situ stress measuring program after shaft sinking included extensive testing at each instrument ring.

Horizontal holes were drilled in different directions for rock-stress measurement with both USBM and modified CSIR cells. Stress measurements were carried out both close to the shaft and 12-15 m from it. The objectives were to measure the undisturbed stress field, to measure the stress distribution in the vicinity of the shaft (to be compared with numerical calculations) and to compare the USBM BDG and CSIR cell. Data from the geological documentation of the shaft and the cores drilled from the shaft completes the database for geomechanics interpretations of the excavation response.

A three-dimensional finite-element linear elastic continuum analysis was performed to study displacements and stress changes (Chan, Lang and Thompson, 1985).

To estimate the errors that might have been introduced by the finite-element discretization and the finite distance of the outer boundaries of the model from the shaft, a comparison was made between the finite-element calculations and a boundary-element solution. Discrepancies were found to be generally only a few per cent and did not exceed 20% anywhere.

The results of hydrofracturing from the surface, the objectives of which was to provide data for shaft design (cf Section 4.2), are not in agreement with the results of the extensive insitu stress measuring program after shaft excavation, at least for depths above Fracture Zone #2.5. In particular σ_1 orientation differs between the two methods. Therefore, it can be concluded that the intention to orient the longitudinal shaft axis parallel to the main principal stress trend was not fulfilled.

The applications of results from the three-dimensional finite element (FEM) modelling is limited and the monitoring data are more complex to interpretate than initially anticipated. The quality and amount of geomechanics data, however, are high and their interpretation is in progress, using, for example, a discrete-element numerical code.

5.2 Room 209

Room 209 is the NW-SE trending tunnel in the north part of the 240-m level. A pilot hole was drilled in the planned tunnel axis prior to excavation. One water-bearing fracture was found in the grey granite. A planned Excavation Response Experiment was redesigned to permit monitoring and modelling of the coupled geomechanics-hydrogeological response by excavation through the single water-bearing fracture.

Excavation of the 3.5-m diameter tunnel was stopped 7.5 m from the fracture to complete the installation of instruments. Efforts were made to blast the tunnel face as flat and perpendicular to tunnel axis as possible. The installation work, setting-up of a data logger, testing of the systems and of geomechanical and geohydrological properties lasted 9 months.

The instrumentation is shown in Figure 4.1. One of the instrument advances was the combining of the CSIRO cell for stress-change monitoring and packers for piezometric-head monitoring and hydraulic testing within the same borehole.

A conceptual model, including recommendations for numerical modelling, was developed prior to excavation. Several independent groups modelled the coupled geomechanics-geohydrological response to excavation. The modelling results were presented as predictions and compared with the monitoring results.

The geomechanics numerical results agreed reasonably well with the monitoring results in the extensometer section 7.5 m from the fracture, but, generally, slightly higher deformations were predicted, compared with the monitoring results. It should be pointed out that the maximum convergence of the tunnel was monitored to about 1.4 mm. The error bars for some of the extensometers used were found to be larger than the monitored displacements (Spinney, 1988).

The results of hydrogeological modelling of response in the water-bearing fracture, strongly indicates that the physics of fracture flow is not fully understood. In general, the modellers predicted post-excavation seepage up to 10 times higher than was measured.

Comparisons and evaluation of monitoring and monitoring results are in progress. Some interesting areas of work can be mentioned:

1. Dilatometer measurements of in-situ Young's modulus. Preliminary results indicate a significant anisotropy, with the maximum modulus trending NE-SW, in agreement with the mechanical testing of cores (Chapter 4.3).
2. In situ stress measurements in the vicinity of the tunnel and the fracture.
3. Back-calculation of Young's modulus using the monitoring results. Preliminary results indicate that the Young's modulus may be higher than the results obtained by mechanical testing of cores prior to excavation.
4. Microscope investigations of the number of induced cracks in the vicinity of the tunnel.
5. Investigations of the influence of blasting on the water-bearing fracture and its conductivity.
6. Investigations of the influence of boundary effects from the tunnel on the fracture's conductivity as well as on the methods of testing used.

6 PLANNED EXPERIMENTS

Future experimental activities at the URL are divided into two phases; the construction phase and the operating phase. The construction-phase experiments are those associated with the sinking of the shaft to a depth of 455 m and development of the 240-m and 420-m levels. The operating-phase experiments are complex, multicomponent experiments, which will commence near the end of 1989.

6.1 Construction-Phase Experiments

The construction-phase experiments have been discussed in the earlier sections of this paper. However, it is important to note that many of the experiments are jointly sponsored by Canada and countries such as Japan, Sweden and the United States. For example, the United States is participating in the instrument arrays currently being installed in the shaft extension from a depth of 255 to 455 m and a room on the 240-m level will be excavated in 1988 to conduct specific research for the Japanese program.

6.2 Operating-Phase Experiments

During the operating phase, multi-component experiments will be conducted to develop and evaluate models of the complex conditions that will exist in a disposal vault. The experiments are also being planned to develop and test the techniques required to design and emplace engineered barriers, such as shaft seals and borehole plugs. Seven of the experiments are being designed under the agreement between the United States

Department of Energy and AECL. The major operating-phase experiments currently planned are as follows:

- * The Excavation Response Experiment - to determine the effect of excavation on the permeability of fractures near the excavation, the extent and permeability of the damaged zone surrounding the excavation, and the mechanical properties of the rock mass.
- * The Heated Block Experiment - to assess the effect of thermal/mechanical conditions on joint permeability using a block containing a single fracture.
- * The Pressure Chamber Experiment - to assess the coupled thermal/mechanical/hydraulic response of single fracture and jointed rock under controlled temperature and pressure loading. This is the largest (25 000 m³) coupled experiment planned for the URL.
- * The Migration/Sorption Experiment - to quantify solute transport properties in a single fracture, and in a volume of rock with varying intensities of fracturing.
- * The Buffer/Container Experiment - to investigate the interaction between a sand/clay mixture buffer material, a simulated waste container and the rock at varying temperatures.
- * The Borehole Sealing Experiment - to develop and apply the methods for emplacing different types of sealing material and to develop techniques for measuring seal performance.
- * The Shaft Sealing Experiment - to develop the methods for emplacing shaft sealing materials and bulkheads and techniques for measuring seal performance.
- * The Excavation Damage Assessment Program - to evaluate the excavation-related disturbance around an excavation opening.

SUMMARY

The Underground Research Laboratory (URL) of Atomic Energy of Canada Limited (AECL) is situated within the Canadian Shield in southeastern Manitoba. The research programme at the URL embrace the fields of geology, geophysics, geomechanics, geohydrology and geochemistry. The URL projects are today the most important part of the Canadian Nuclear Waste Management Program, at least for the geosciences.

The URL site is situated in a granite. Subhorizontal fault zones intersect the granite at different depths. Vertical fractures occur near the surface. At the first research level at a depth of 240 m the granite is almost unfractured.

The Geomechanics Programme may be roughly divided into two parts: testing of equipment and methods and excavation response experiments. These two parts are integrated for natural reasons.

During excavation of the shaft down to a depth of 255 m displacements and hydraulical responses were monitored at four locations, both in normally fractured and unfractured granite.

At the 240-m level a coupled geomechanics and hydro-geological Excavation Response Experiment was performed in a location where a single vertical waterbearing fracture intersects the tunnel. Extensive three-dimensional numerical modelling has been carried out by different groups. The results indicate that mechanical response to excavation can be predicted with good accuracy by numerical modelling but hydraulical response in a single fracture is not fully understood yet.

Extensive rock-stress measurements using overcoring methods have been performed at the 240-m level. The main principal stress is subhorizontal with a magnitude of about 30 MPa. The minimum principal stress is probably subvertical with a magnitude higher than the weight of the overburden. The rock stress measurement programme suffers from problems of the non-elastic behaviour of cores during overcoring. This is caused by natural and drill-induced microcracks in the granite. A program is in progress to study the possibilities to adjust overcoring results for the non-elastic part of measured strains and to state the accuracy and limitations of rock-stress measurements using overcoring methods.

REFERENCES

- Baumgartner P and Simmons G R (1986). "The Canadian Nuclear Fuel Waste Disposal Concept and Related Research Programs." Presented at the Acres Annual Geotechnical Seminar on Storage and Treatment of Wastes, Niagara Falls, Ontario, 1986 April 18-19. Also issued as Atomic Energy of Canada Limited Report AECL-9050.

- Brown A, Dugal J J B, Everitt R A, Kamineni D C, Lau J S O and McEwen J H (1985). "Advances in geology at the URL site." In proceedings of the 17th information meeting of Nuclear Fuel Waste Management Program. Atomic Energy of Canada Limited. Technical record TR-299, pp. 253-264.
- Brown A, Davison C C and Everitt R A (1986). "Geo-science Research at Canada's Underground Research Laboratory - A Field Guide" in Field Trip Guide Book for Ottawa 1986, Annual GAC/MAC/CGU Meeting, Ottawa, Canada, 1986 May 19-21.
- Chan T, Lang P A and Thompson P M (1985). "Mechanical Response of Jointed Granite During Shaft Sinking at the Canadian Underground Research Laboratory." Proceedings of the 26th U S Symposium on Rock Mechanics, pp. 785-794, Rapid City, S D, 1985 June 26-28.
- Christiansson R (1987). Characterization of the 240 m Level in the AECL Underground Research Laboratory, Manitoba, Canada. A State-of-the-Art report. SKB Hard Rock Laboratory Progress Report 1987.
- Everitt R A and Brown A (1985). "Subsurface geology of the Underground Research Laboratory - An overview of recent developments" in Proceedings of the 20th Information Meeting of the Canadian Nuclear Fuel Waste Management Program, Atomic Energy of Canada Limited Technical Record TR-375 vol 1, pp. 146-181.
- Katsube T J and Hume J P, 1987. Geotechnical Studies at Whiteshell Research Area (RA-3). CANMET Mining Research laboratories Divisional Report MRL 87-52.
- Kuzyk G W, Lang P A and Lebel G (1986). Blast design and quality control at the second level of Atomic Energy of Canada Limited's Underground Research Laboratory; in Proceedings of the International Symposium on Large Rock Caverns Helsinki, Finland, August 1986, Permagon Publishers, pp. 147-158.
- Lang P A and Thompson P M (1985). "Geomechanics experiments during excavation of the URL Shaft" in Proceedings of the 20th Nuclear Fuel Waste Management Information Meeting, Winnipeg, Manitoba. Atomic Energy of Canada Ltd. Technical Record TR-375 vol. 1, pp. 125-145.

- Lang P A, Everitt R A, Ng L and Thompson P M (1986). Horizontal in situ stresses versus depth in the Canadian Shield at the Underground Research Laboratory; in Proceedings of the International Symposium of Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Sweden, September 1986, Centek Publishers pp 449-456.
- Lang P A et al. (1987). Room 209 instrument array. 3. Measured response to excavation, Draft Atomic Energy of Canada Ltd technical record (TR-433).
- Simmons G R (1986). Atomic Energy of Canada Limited's Underground Research Laboratory for Nuclear Waste Management. In Proceedings of "Geothermal Energy Development and Advanced Technology" International Symposium, Tohoku University, Sendai, Japan, 1986 November 6-8. Also to be issued as Atomic Energy of Canada Limited Report AECL-9283.
- Spinney H (1988). Personal communication.
- Thompson P M, Lang P A and Sneider G R (1986). "Recent improvements to insitu stress measurements using the overcoring method." In proceedings of the 39th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, August 1986.
- Thompson P M and Lang P A (1986). "Rock displacements measured during URL shaft sinking." In proceedings of the 2nd International Conference on Radioactive Waste Management, Winnipeg, Canada, September 1986, p. 332.
- Thompson P M and Lang P A (1987). "Geomechanical instrumentation applications at the Canadian Underground Research Laboratory." In proceedings of the 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Japan, April 1987.

UTVECKLING OCH TRENDER INOM HYDRAULISK SPRÄCKNING

DEVELOPMENTS AND TRENDS WITHIN THE FIELD OF HYDRAULIC FRACTURING

Tekn. Lic. Christer Ljunggren, Avdelningen för bergmekanik,
Tekniska Högskolan i Luleå

INLEDNING

Det stora behovet och intresset för bergspänningsmätningar har lett till nya tekniker för att mäta och utvärdera spänningstillståndet, men också till förbättringar, tekniskt och teoretiskt, av redan existerande metoder. I detta inlägg presenteras utveckling som pågår inom området hydraulisk spräckning.

Teorin bakom hydraulisk spräckning presenterades redan år 1957 av Hubbert och Willis [1]. Det dröjde dock till mitten på 60-talet innan idén att använda metoden för bergspänningsmätningar aktualiserades, [2]. Sedan dess har tillämpningen av tekniken ökat succesivt för att under de sista 10 åren öka dramatiskt runt om i världen. Bland annat kan nämnas att forskargruppen vid Avd. för Bergmekanik, Högskolan i Luleå, har utfört ca 150 mätningar fördelade på 8 mätplatser.

Den teori som Hubbert och Willis utvecklade kring fenomenet hydraulisk spräckning har använts sedan metodens begynnelse, och används fortfarande. Ibland kan dock vissa problem vid bestämning av bergets draghållfasthet uppenbaras, då denna teori tillämpas. Vidare behöver sprickorienteringen i borrhållsväggen inte alltid vara parallell med riktningen för största horisontalspänningen, antingen på grund av att borrhållsaxeln inte är vinkelrät mot denna riktning [3], eller därför att bergmassans hållfasthetsegenskaper är anisotropa.

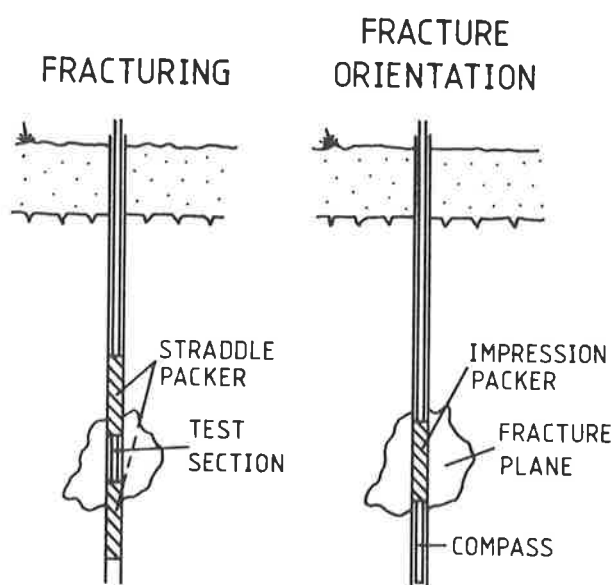
Ett annat problem som aktualiserats under de senaste åren är initiering av horisontella hydrauliska sprickor. Problemet med den klassiska teorin är att den föreskriver initiering av vertikala (axiella) sprickor och kan därför inte appliceras för utvärdering av spänningstillståndet i de fall horisontella sprickor har formats.

Portryckets vara eller icke vara vid utvärdering av bergspänningar är ett kontroversiellt ämne inom hydraulisk spräckning. Några forskare, e.g. [4] och [5], inkluderar portrycket för beräkningar i kristallint berg. Andra, [6], försummar portrycket och konstaterar att en subtrahering av vattenpelaren från största horisontalspänningen i impermeabelt, kristallint berg innebär missledande och meningslösa resultat.

Ovan nämnda observationer och problem har lett till utveckling av alternativa metoder för utvärdering och genomförande av fälttester. I följande avsnitt kommer två sådana metoder att beskrivas.

HYDRAULISK SPRÄCKNING

Metoden är tvådimensionell och mäter enbart spänningar i planet vinkelrätt mot borrhålets axel. Den lämpar sig bäst för användning i djupa, vattenfyllda hål borrarade från markytan. Ett kort, sprickfritt avsnitt av borrhålet isoleras med hjälp av två avtrycksmanschetter. Vatten pumpas in mellan manschetterna och ett vätsketryck byggs upp i den avtätade sektionen tills en spricka uppstår i borrhålsväggen. Vattenflödet stängs av och trycket i mätsektionen faller snabbt ned till ett nära konstant värde - det så kallade "shut-in trycket". Shut-in trycket antas vara ett direkt mått på den spänning som verkar i planet vinkelrätt mot sprickplanet. I isotropt, sprickfritt berg bestäms sprickorienteringen av det spänningsfält som råder kring borrhålet. I ett lodrätt borrhål uppstår sprickan således, i regel, i ett plan vinkelrätt mot den minsta horisontella spänningen. Den största horisontella spänningen beräknas på analytisk väg ur information från tryck-tid kurvorna som registreras under mätningarna. När spräckningen är avslutad registreras sprickans orientering, och därmed orienteringen på största horisontella spänningen, med hjälp av en speciell avtrycksmanschett, figur 1.



Figur 1. Testuppsättning i borrhålet.

Test configuration in the borehole.

UTVÄRDERING AV BERGSPÄNNINGARNA MED HOEK OCH BROWNS BROTTKRITERIUM

Teori

Till skillnad från den klassiska teorin av Hubbert och Willis är denna teori baserad på en tredimensionell analys av spänningarna runt ett borrhål [7, 8]. Vid utvärderingen av den största horisontalspänningen tar metoden hänsyn till inverkan från både den vertikala och radiella spänningen, förutom tangentialspänningen,

som verkar i borrhålsväggen genom tillämpning av Hoek och Browns [9] brottkriterium, ekv. (1). Som för den klassiska teorin antas även här att berget är linjärelastiskt, isotropt och homogent.

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

där σ_1, σ_3 = Största respektive minsta huvudspänningen vid brott.

σ_c = Enaxiell tryckhållfasthet.

m och s = Empiriska konstanter som beror på bergmassans egenskaper och på hur uppsprucket berget var innan det utsattes för spänningarna σ_1, σ_3 .

Under antagandet att största respektive minsta huvudspänningen, σ_H och σ_h , är huvudspänningar så beskrivs spänningstillståndet vid borrhålsväggen när ett vätsketryck, P_i är applicerat, av följande ekvationer:

$$\sigma_r = P_i \quad (2a)$$

$$\sigma_\theta = 3\sigma_h - \sigma_H - P_i \quad (2b)$$

$$\sigma_z = \sigma_{zo} - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \quad (2c)$$

där σ_r = radiella spänningen

σ_θ = tangentiella spänningen

σ_z = vertikalspänningen

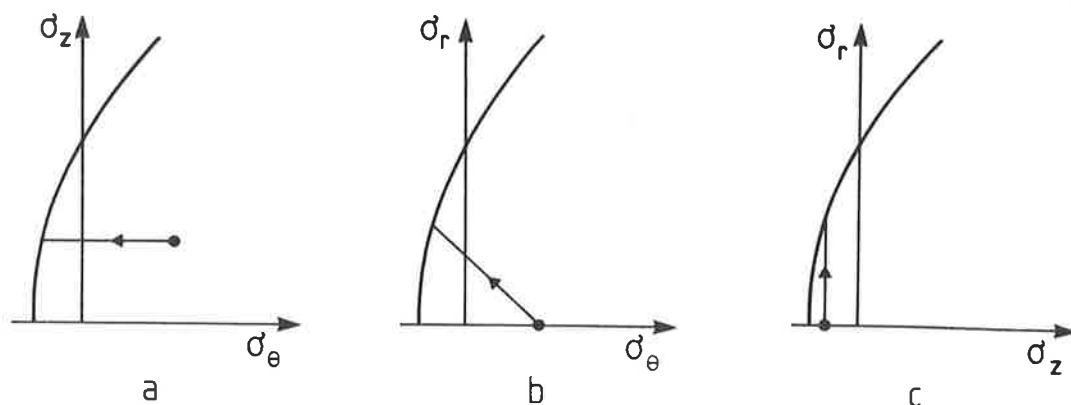
σ_{zo} = den teoretiska vertikalspänningen in-situ, γz

ν = Poisson's förhållande

Ekvationerna visar att inte bara tangentialspänningen vid borrhålsväggen, σ_θ kan bli negativ, utan även vertikalspänningen, σ_z . Den vertikala spänningen vid borrhålsväggen är negativ i de fall då skillnaden mellan horisontalspänningskomponenterna är så stor att termen $2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$ är större än σ_{zo} (γz) i ekv. (2c). I ett fall då spänningstillståndet i berggrunden är sådant, samt att detta belastningsfall, beskrivet av Hoek och Brown's brottkriterium, når brottenvelopen först, kommer en horisontell dragspricka att initieras, figur 2.

Figur 2 visar de tre belastningstillstånd som kan förekomma presenterat i ett σ_1, σ_3 -diagram samt den belastningshistoria som följs i respektive belastningsfall då ett vätsketryck appliceras i borrhålet.

Metoden förklarar således uppkomsten av horisontella dragsprickor vid hydraulisk spräckning. Den medger dock ingen absolutbestämning av största och minsta horisontalspänningen på grund av att shut-in trycket inte ger någon information om minsta horisontalspänningen utan är ett direkt mått på vertikalspänningen in-situ. Istället kan skillnaden mellan horisontalspänningarna, $(\sigma_H - \sigma_h)$, samt intervallen för σ_H och σ_h bestämmas.



Figur 2. Brotttenveloper och belastningshistoria för de tre multi-axiella fallen.

Hoek and Brown failure envelopes and stress paths for the three multiaxial loading cases.

Tillämpning

Bergspänningsmätning med hydraulisk spräckning utfördes 1985 i Lavia, Finland, [10]. Totalt genomfördes 23 tester, jämnt fördelade mellan fem djup, på ungefär 100, 200, 300, 400 och 500 m djup. Av dessa, resulterade 15 tester i horisontella sprickor, samtliga belägna på 100, 300 och 400 m djup. De övriga 8 spräckningarna resulterade i vertikala sprickor, belägna på 100 och 500 m djup.

Utvärdering av bergspänningarna enligt den klassiska teorin av Hubbert och Willis medger i detta fall endast bestämning av spänningstillståndet på 200 och 500 m, eftersom vertikala sprickor endast initierades på dessa nivåer.

Tabellerna 1 och 2 samt figur 3 visar största och minsta horisontalspänningens variation med djupet utvärderat med den nya metoden. På 200 och 500 m djup är magnituderna absolutbestämda medan variationsintervallen för spänningskomponenterna är givna på 100, 300 och 400 m djup. I figur 3 syns tydligt vilken ofullständig bild man erhåller om spänningstillståndet med information endast från 200 och 500 m djup. Vidare indikerar resultaten från enbart dessa nivåer existensen av en spänningsdiskontinuitet i samband med krosszonen på 445 - 480 m djup. Inkluderar man däremot resultaten från de nivåer där horisontella sprickor erhöles, ser man en klar trend av höga horisontella spänningar från 100 m ner till 500 m djup. Den låga spänningsnivån på 200 m djup kan vara orsakad av antingen svagheter i berget i vertikalplanet, eller av lokala variationer i spänningstillståndet in-situ, eller av en kombination av dessa två faktorer.

Tabell 1. Spänningsmagnituder beräknade för varje mätpunkt där vertikala sprickor erhöles i Lavia, Finland.

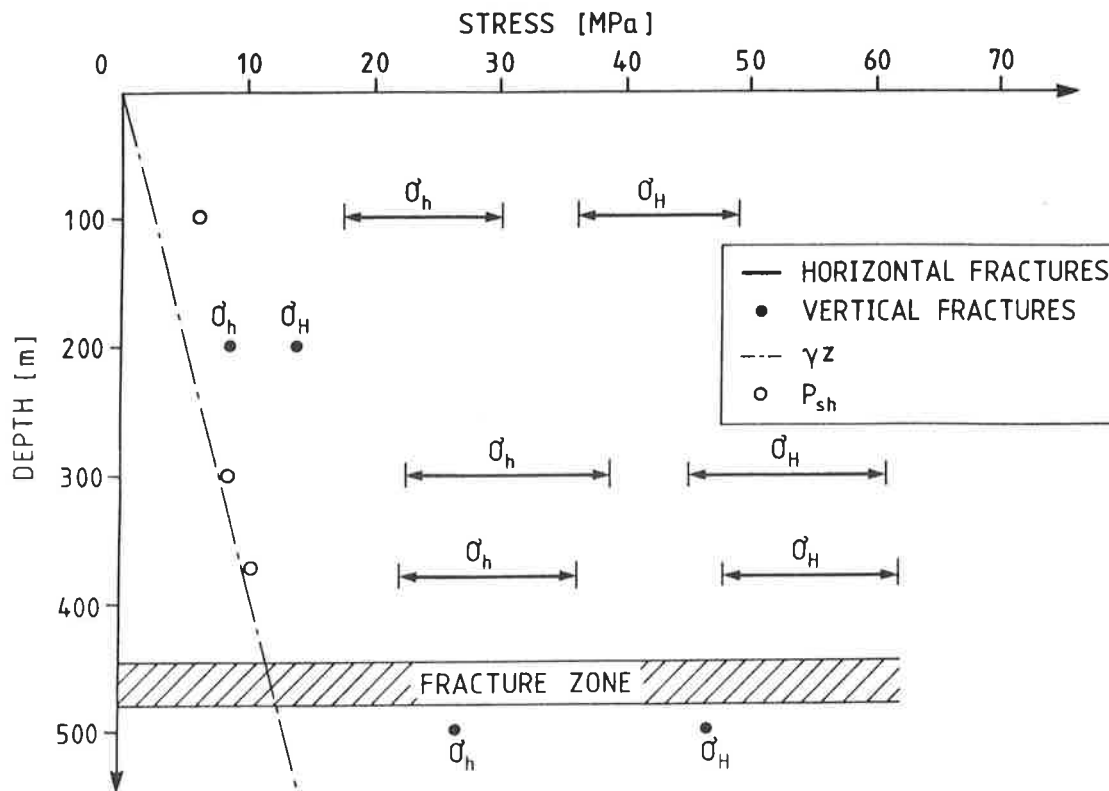
Computed stress magnitudes for each measuring point where vertical fractures were created at Lavia, Finland.

Djup (m)	Shut-in tryck P_{sh} (MPa)	Vertikal- spänning $\sigma_{zo} = \gamma z$ (MPa)	Draghåll- fasthet T_f (MPa)	Horisontalspänningar	
				σ_h (MPa)	σ_H (MPa)
201.3	6.8	5.2	8.1	6.8	9.0
203.4	6.8	5.3	5.3	6.8	9.1
208.2	9.1	5.4	5.3	9.1	16.9
210.2	9.5	5.5	5.3	9.5	16.2
211.4	10.8	5.5	3.2	10.8	18.4
485.9	24.6	12.7	6.2	24.6	41.3
493.3	27.8	12.9	3.7	27.8	49.8
495.2	26.8	12.9	3.8	26.8	49.1

Tabell 2. Spänningsmagnituder beräknade för varje mätpunkt där horisontella sprickor erhöles i Lavia, Finland.

Computed stress magnitudes for each measuring point where horizontal fractures were created at Lavia, Finland.

Djup (m)	Shut-in tryck P_{sh} (MPa)	Vertikal- spänning $\sigma_{zo} = \gamma z$ (MPa)	Draghåll- fasthet T_f (MPa)	Horisontalspänningar				
				$(\sigma_H - \sigma_h)$ (MPa)	$\sigma_H >$ (MPa)	$\sigma_H <$ (MPa)	$\sigma_h >$ (MPa)	$\sigma_h <$ (MPa)
116.5	5.3	3.0	5.1	17.6	34.5	47.5	16.9	29.9
119.8	5.5	3.1	5.1	18.0	34.5	47.0	16.6	29.0
127.8	5.7	3.3	5.1	18.3	35.5	48.5	17.2	30.2
130.7	6.8	3.4	5.1	20.2	38.6	51.9	18.5	31.8
133.8	6.5	3.5	5.1	19.7	36.9	49.1	17.2	29.4
291.6	7.8	7.6	5.1	21.7	43.9	60.1	22.2	38.4
293.0	8.6	7.6	5.1	23.1	46.1	62.2	23.0	39.2
294.6	7.5	7.7	5.1	21.2	43.5	60.1	22.4	38.9
297.5	8.6	7.8	5.1	23.2	43.9	57.9	20.7	34.7
309.1	8.4	8.1	5.1	22.7	46.1	62.9	23.4	40.1
362.3	10.3	9.4	5.1	26.1	49.0	63.7	22.9	37.5
370.0	9.8	9.6	5.1	25.4	45.0	56.9	19.6	31.5
373.2	10.2	9.7	5.1	25.9	50.0	66.1	24.1	40.2
391.7	8.9	10.2	5.1	23.9	42.8	54.6	18.9	30.7
396.8	10.7	10.3	5.1	26.8	50.7	66.0	23.9	39.2



Figur 3. De horisontella spänningarnas variation med djupet i Lavia, Finland.

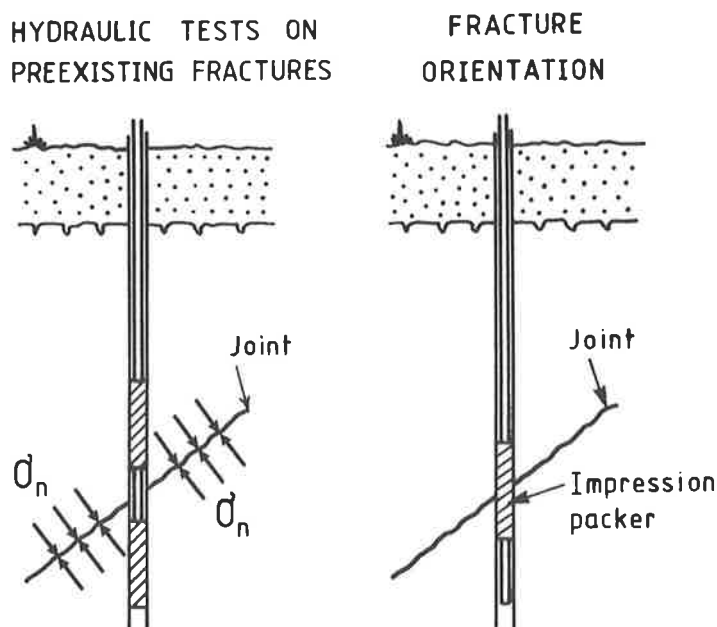
Variation of the stress state with depth at Lavia, Finland.

HYDRAULISKA TESTER PÅ BEFINTLIGA SPRICKOR - H.T.P.F. METODEN

Teori

En ny teknik för bestämning av spänningstillståndet in-situ introducerades 1983, [11]. Istället för att initiera nya sprickor i borrhållsväggen, trycksätts redan befintliga sprickor.

H.T.P.F.-metoden (eng. Hydraulic Tests on Preexisting Fractures) baseras på mätning av normalspänningen som verkar över befintliga sprickor med varierande strykning och stupning. Då en isolerad mätsektion genomkorsad av en befintlig spricka trycksätts, återöppnas sprickan och propagerar i sin egen riktning, figur 4. För att försäkra sig om att inga axiella sprickor initieras sker trycksättningen med ett lågt vätskeflöde. Fältutrustning och testutförande är identiskt med det för hydraulisk spräckning.



Figur 4. Testuppsättning i borrhålet.

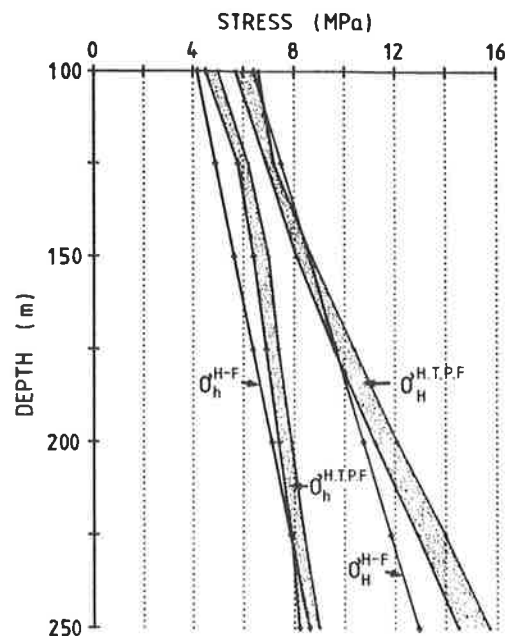
Test configuration in the borehole.

Beroende på hur många sprickor som testas kan två- eller tredimensionella spänningsberäkningar utföras. Då tester utförs i vertikala eller subvertikala borrhål beror variation av spänningstensorn endast med djupet. För det enklaste, tvådimensionella beräkningsfallet, under antagande att en av huvudspänningarna är vertikal och lika med tyngden av överliggande bergmassa, är 8 eller 9 tester tillräckligt för en uppskattning av magnitud och orientering för de horisontella spänningarna. Den tredimensionella spänningsberäkningen kräver ett minimum av 15 tester för att erhålla lösningen.

Tillämpning

Hydrauliska tester på befintliga sprickor utfördes för första gången i Sverige 1986 i Gideå, nordväst om Örnsköldsvik, [12]. Mätningarna utfördes i kärnborrhål Gi-1, ett 700 m vertikalt hål. Totalt erhöles 12 lyckade mätningar, fördelade mellan djupen 90 - 270 m. Genom att tillföra några få resultat från konventionell hydraulisk spräckning, genomförda i samma borrhål [13], kunde både två- och tredimensionella spänningsberäkningar genomföras.

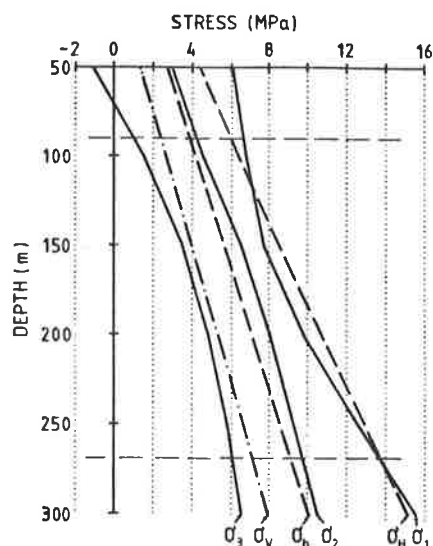
Figur 5 visar horisontalspänningarna som funktion av djupet för den tvådimensionella beräkningen. I samma figur åskådliggörs resultat från konventionell hydraulisk spräckning. På grund av att det i det här fallet råder redundans för den tvådimensionella beräkningen kunde ett antal lösningar fås. De skuggade fält som visas i figur 5 innehåller alla resultat från dessa lösningar. Den tvådimensionella beräkningen gav vidare att riktningen på största horisontalspänningen är N56W.



Figur 5. Sammanfattning av spänningsresultat från den tvådimensionella beräkningen, borrhål Gi-1 i Gideå.

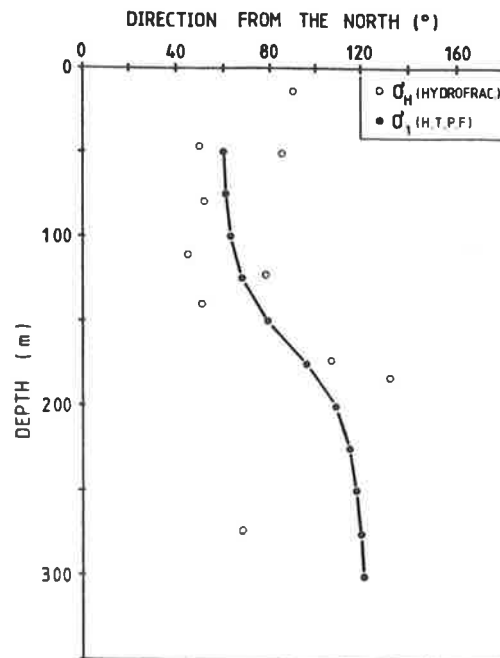
Summary of test results for the two-dimensional calculation, borehole Gi-1 at Gideå

Resultaten från den tredimensionella beräkningen visas i figurerna 6 och 7. Även här råder god överensstämmelse mellan H.T.P.F. metoden och hydraulisk spräckning. En intressant iakttagelse är att minsta huvudspänningen, vilken i det här fallet är vertikalt orienterad, överensstämmer väl med magnituden för den teoretiska vertikalspänningen, γz . Riktningen på σ_1 vrider sig med djupet för att vara N60W på 250 m djup, vilket överensstämmer med riktningen på σ_H från den tvådimensionella beräkningen.



Figur 6. Sammanfattning av de tredimensionella resultaten, borrhål Gi-1 i Gideå.

Summary of the three-dimensional results, borehole Gi-1 at Gideå.



Figur 7. Riktningen på största huvudspänningen som funktion av djupet.

The direction of the maximum principal stress as a function of depth.

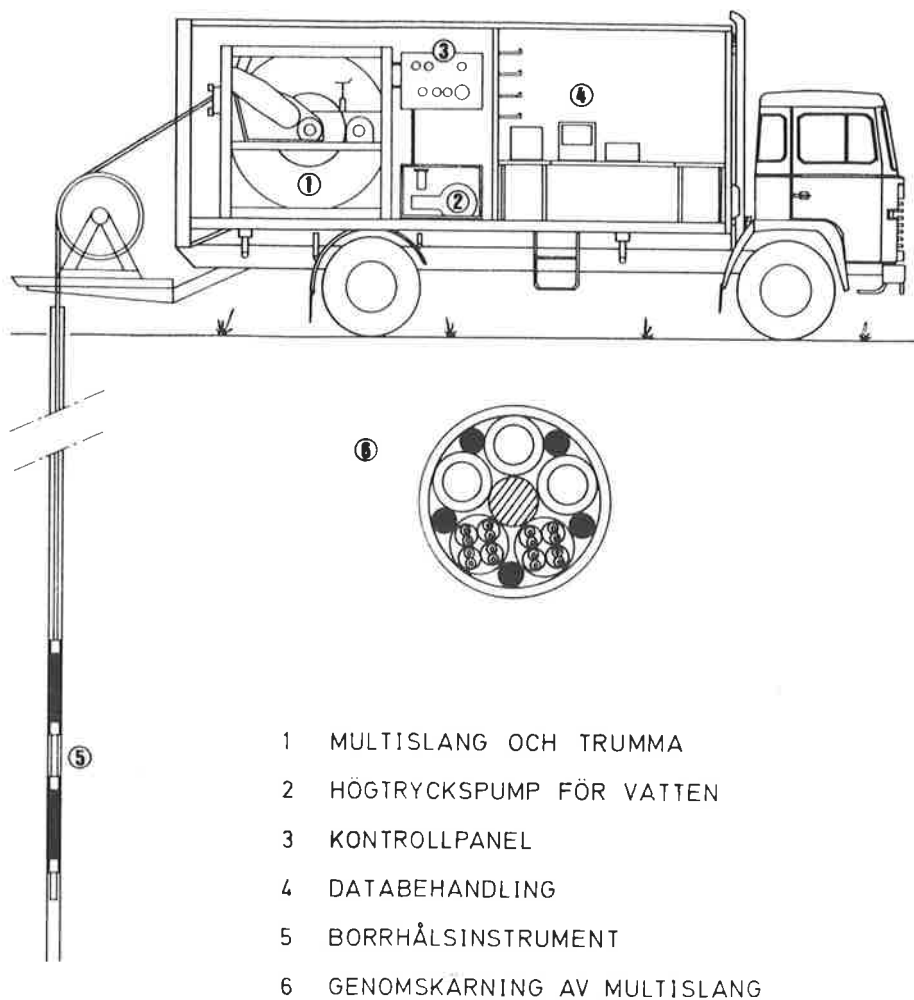
NY UTRUSTNING FÖR HYDRAULISK SPRÄCKNING

Avd. för bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Luleå färdigställde sin första version av utrustning för hydraulisk spräckning 1982. Sedan dess har spänningsmätningar utförts på ett flertal platser i Sverige, och en plats i Finland, [10].

Den grundläggande idén bakom instrumenteringen av utrustningen har varit att konstruera en flexibel testenhets för fältanvändning i borrhål. Ett mål har varit att göra fältutrustningen oberoende av externa kraftkällor.

Fältutrustningen är baserad på multislängprincipen, vilket i det här fallet innebär att en grövre slang innehåller tre hydraulslangar, två elkablar med vardera åtta ledare samt en kevlarwire, figur 8. Den första versionen baserades på en 500 m lång multisläng med en diameter av $\phi 46$ mm. Under åren som gått har det visats intresse för mätningar på större djup än 500 m. Vidare har inte den ursprungliga slangen medgett mätningar i hål med en diameter mindre än 56 mm.

Den nya utrustningen för hydraulisk spräckning, som kommer att tas i bruk under våren 1988, är därför baserad på en 1000 m lång multisläng med en diameter av $\phi 40$ mm. Slangen körs upp och ner i hålet med trumman och mataren, placerad rakt ovanför hålet, figur 8. En trecylinders kolvpump, med ett maximalt arbetstryck av 100 MPa, alstrar vätsketrycket för mätningarna. Samtlig utrustning är placerad i lastbilsskåpet och all testning kontrolleras därifrån.



Figur 8. Fältutrustningen för hydraulisk spräckning.

Hydrofracturing field unit.

SLUTSATSER

Tillämpning av Hoek och Brown's brottkriterium tillsammans med en tredimensionell spänningsanalys kring en cirkulär öppning medger en uppskattning av horisontalspänningarna både då vertikala och horisontella sprickor initieras. Den nya utvärderingsmetoden ökar informationen avsevärt vad gäller spänningstillståndet i Lavia, Finland. Resultaten visar en klar trend av höga horisontella spänningar från 100 m ner till 500 m djup. Generellt gäller att horisontella sprickor indikerar höga horisontella spänningar men också en stor skillnad i magnitud mellan de horisontella spänningskomponenterna.

Hoek och Brown's brottkriterium innehåller de två empiriska konstanterna m och s , samt den enaxiella tryckhållfastheten. Vidare

involveras Poisson's förhållande då den axiella spänningen är antingen den största eller minsta huvudspänningen vid borrhålsväggen. I de fall där metoden tillämpats [14] har det dock visat sig, genom direkt jämförelse med resultat utvärderade med den klassiska teorin, att $s \approx 1$ (intakt berg av laboratoriestorlek) vilket innebär att ovan nämnda parametrar kan bestämmas från laboratorietester.

Resultaten för Gideå erhållna genom applikation av H.T.P.F. metoden stämmer väl överens med vad som erhöles med konventionell hydraulisk spräckning. Därav kan man dra slutsatsen att båda metoderna visar på tillförlitlighet.

H.T.P.F. metoden är mer tidskrävande jämfört med hydraulisk spräckning. Detta beror främst på svårigheter att detektera isolerade sprickor med olika strykning och stupning. I geologiska miljöer där man kan förvänta sig ett icke-linjärt spänningsfält med djupet kan den bli mycket tidskrävande. Metoden medger dock tredimensionella spänningsbestämningar. Eftersom tekniken endast baseras på registrering av normalspänningen verkande över sprickplanet, undviks eventuella svårigheter i utvärderingen av spräcktryck (trycket då sprickan initieras) och bergets draghållfasthet. Metoden kan även klassas som icke-destruktiv då inga nya sprickor initieras och propageras ut i bergmassan.

REFERENSER

1. Hubbert, M.K. och Willis, D.G., 1957. Mechanics of hydraulic fracturing. Trans. A.I.M.E., 210:153-168.
2. Fairhurst, C., 1965. Measurement of in-situ rock stresses, with particular reference to hydraulic fracturing. Felsmekanik, vol. II 3-4, 129-147.
3. Zoback, M.D. och Pollard, D.D., 1978. Hydraulic fracture propagation and the interpretation of pressure time records for in-situ stress determination. 19th U.S. Symp. on Rock Mech., Reno, Nevada, 1978, 14-22.
4. Haimson, B.C., 1978. The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, 167-178.
5. Doe, T.W., Ingevald, K., Strindell, L., Leijon, B., Hustrulid, E., Majer, E. och Carlsson, H., 1983. In situ stress measurements at the Stripa mine, Sweden. Report LBL-15009, SAC44. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns in Crystalline Rock. 251 s.
6. Rummel, F., Baumgärtner, J. och Alheid, H.J., 1983. Hydraulic fracturing stress measurements along the eastern boundary of the SW-German block. Proc. Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, December 2-5, 1981. National Academic Press, Washington D.C., 3-17.

7. Leeman, E.R. och Hayes, D.J., 1966. A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. 1st Congr., Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, 2, 17-24.
8. Ljunggren, C., 1987. Determination of virgin rock stresses by fracturing methods. Licentiatavhandling 1987:10L, Tekniska Högskolan i Luleå.
9. Hoek, E. och Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 106, GT9, 1013-1035.
10. Bjarnason, B., 1986. Hydrofracturing rock stress measurements in the Baltic shield. Licentiatavhandling 1986: 12L, Tekniska Högskolan i Luleå, 122 s.
11. Cornet, F.H., 1983. Interpretation of hydraulic injection tests for in-situ stress determination. Proc. workshop on hydraulic fracturing rock stress measurements, Dec. 2-5, 1981. National Academic Press, Washington D.C., 149-158.
12. Ljunggren, C. och Raillard, G., 1986. In-situ stress determination by hydraulic tests on preexisting fractures at Gideå test site, Sweden. Research report TULEA 1986:22, Tekniska Högskolan i Luleå.
13. Bjarnason, B. och Stephansson, O., 1986. Hydraulic fracturing rock stress measurements in borehole Gi-1 Gideå study site, Sweden. SKB Technical report 86-11. Svensk Kärnbränslehantering AB., Stockholm, 44 s.
14. Golder Associates, Inc., 1987. Hydraulic fracturing stress measurements in the shaft probe hole at the underground research laboratory Manitoba. Rapport 8331017.105, WBS No: 113AJ, 27 s.

SUMMARY

This contribution presents developments within the field of hydraulic fracturing rock stress measurements. One alternative method of evaluation, and one new hydraulic testing technique are discussed.

The new method of evaluation is based on a three-dimensional analysis of the stresses at the wall of a borehole. The state of stress is determined by application of the Hoek and Brown failure criterion. The method allows for an estimate of the stress state both when vertical and horizontal fractures are formed. In case of horizontal hydrofractures it is, however, not possible to obtain the absolute values of the horizontal stresses. Instead, the difference between the horizontal stress components and the possible domains of variation of the maximum and minimum horizontal stress can be determined. The method has been applied for stress evaluation at Lavia, in Finland where 15 out of 23 tests resulted in non-packer induced horizontal fractures. The results show a clear trend of high horizontal stresses from the 100 m level down

to the 500 m level, with a difference in magnitude between the horizontal stresses of the order of 20-25 MPa.

In 1983, the technique of hydraulic tests on preexisting fractures was developed. It is based on the measurement of the normal stress supported by preexisting fracture planes with various dips and strikes. When pumping is conducted in a sealed-off section intersected by a preexisting fracture, the joint opens and propagates in its own direction. To ensure this, the flow rate is kept low enough to prevent the initiation of axial hydrofractures. Depending on how many fractures that have been tested, two- or three-dimensional stress determinations can be conducted.

Hydraulic tests on preexisting fractures were conducted for the first time in Sweden in a vertical borehole at the Gideå test site. From these measurements, a total of 12 tests conducted between 90 and 270 m depth gave reliable results. Adding a few results from conventional hydraulic fracturing, conducted in the same borehole, permitted both two- and three- dimensional stress calculations. The results obtained are in good agreement with those obtained by hydraulic fracturing, showing a magnitude of 13 Mpa for the maximum principal stress at 250 m depth.

Hydrofracturing at Luleå University of Technology started off with a dissembled multihose system five years ago. The instrumentation was later mounted on a truck. A new system is under completion and includes a 1000 m long multihose and a 100 MPa water pump. The entire instrumentation is permanently installed in a field truck which powers all functions through its hydraulic system.

SGAB:s BORRHÅLSRADAR - TEKNIK MED NYA TILLÄMPNINGAR

The SGAB borehole radar - applications of a new technique

Tekn dr Lars Falk, Sveriges Geologiska AB (SGAB),
Uppsala

INLEDNING

För två år sedan presenterades på bergmekanikdagen en borrhålsradar utvecklad av SGAB inom det internationella Stripaprojektet. Det rörde sig den gången om ett forskningsprojekt, som skulle visa om radar är en användbar teknik i kristallint berg. Samtidigt utfördes också jämförande försök med seismiska vågor och bergets hydrologiska egenskaper studerades ingående. Avsikten var framför allt att undersöka om grundvattenflödet är lokaliserat till sprickzonerna i berget och om dessa kan upptäckas och kartläggas med radarns hjälp.

Radarn gav mycket goda resultat och under de senaste åren har mätningar skett i kommersiell form på flera platser i världen (bl a Japan, Schweiz och Canada) samtidigt som utvecklingen fortsatt, delvis inom ramen för fas 3 av Stripaprojektet. Radarn har förvandlats till ett praktiskt användbart instrument som kan sättas i händerna på oerfaren personal och analysmetoderna har förbättrats. Radarsystemet RAMAC (se Figur 1) har redan sålts i flera exemplar till utlandet parallellt med att SGAB erbjuder radartjänster. De flesta mätningarna är relaterade till forskningsprojekt rörande slutförvaring av kärnavfall, men några har också skett inom gruvindustrin och tunneldrivning, områden där radarn kanske har sina allra bästa möjligheter i framtiden.

PRINCIPEN FÖR RADARMÄTNINGAR

Radarn har mycket goda egenskaper när det gäller att upptäcka sprickzoner i berget, vilket hänger samman med att vattnet i sprickorna påverkar de elektriska egenskaperna jämfört med det omgivande berget. Reflexerna kommer från hela uppspruckna zoner snarare än enskilda sprickor i berget. Erfarenheten har dock visat att zonen inte behöver vara mer än någon dm tjock för att ge upphov till en kraftig reflex.

Genom att använda radarpulser i kortvågsområdet kan man uppnå räckvidder på över 100 m i granit beroende på

reflektorns styrka. Vanligen blir räckvidden mindre i sedimentära bergarter som är porösare och innehåller mycket vatten som dämpar ut radarpulsen. För att förbättra detaljupplösningen vill man gärna använda korta våglängder, men då ökar vågdämpningen ganska snabbt. För närvarande används frekvenser i området 20-60 MHz.

Principen för en borrhålsradar framgår av Figur 2. Radarn mäter den tid det tar för en reflekterad puls att gå från sändaren till mottagaren. Om dessa skjuts ner i samma borrhål på konstant avstånd från varandra kommer pulsens gångtid att variera med radarns läge i borrhålet på ett sätt som är typiskt för varje slag av reflektor. Sprickzoner i berg är ganska plana vilket framgår om man jämför med Figur 3. Flera reflexer i bilden har just det utseende som motsvarar teoretiska beräkningar på en plan reflektor. De geofysiska undersökningarna bekräftar också att borrhålen passerar genom sprickzoner på de observerade djupen. I Stripa har det borrats en mängd hål i försöksområdet och det är möjligt att följa radarreflexerna från en och samma sprickzon i många borrhål.

Mätningarna har givit ny information om hur en sprickzon uppträder i ostört berg. Zonerna är inte helt plana utan böljar långsamt. De sträcker sig ofta över hundratals meter, men i några fall har vi observerat att sprickzonen upphör ganska abrupt.

Radarantennerna är för närvarande axiellt symmetriska i borrhålet, så att antennerna inte ser skillnad på vilken riktning pulsen kommer från. Detta ger upphov till en mångtydighet beträffande reflektorernas läge, men den kan lösas upp om man sammanställer reflexionsdata från flera borrhål. På senare tid har vi ökat mängden av sådana data genom att även analysera reflexioner då sändare och mottagare befinner sig i olika borrhål. Det går också bra att mäta med en antenn placerad på markytan eller i en tunnel, vilket är värdefullt då man i praktiken ofta bara förfogar över ett litet antal borrhål.

Analysen sker med hjälp av dator och som Figur 4 visar så kan en mängd olika mätningar ge en entydig bild av ett sprickplans orientering. För närvarande pågår en utveckling av riktantennar som kommer att förenkla bestämningen av zonernas läge, men det är i alla händelser fördelaktigt att mäta på så många sätt som möjligt, eftersom radarpulsen i allmänhet reflekteras från olika delar av en sprickzon och alltså ger kunskap om olika delar av berget.

EXEMPEL PÅ PRAKTISKA MÄTNINGAR

Värdet av en radarmätning framgår klart av Figur 5, som visar en mätning i Mariefred utförd under ett geotermiprojekt. En krosszon hade lokaliserats från markytan och avsikten var att borra igenom den. Radarn visade emellertid att man inte alls borrat igenom den avsedda zonen, som stupade brantare än man räknat med, utan ett par relativt flacka zoner av mindre betydelse. Det finns förmodligen inget annat geofysiskt instrument än radarn som skulle kunna lösa denna typ av problem. Mätningen av ett borrhål sker också snabbt, på ungefär en timme.

Tunneldrivning tilldrar sig en uppmärksamhet världen över. Det skulle vara av största värde om man kunde se i förväg när tunneldrivningsaggregatet är på väg in i en sprickzon. Figur 6 visar ett experiment utfört i Schweiz för att undersöka en tänkbar metod, där en radarantenn placeras i ett mycket kort borrhål medan den andra antennen förs genom tunneln. Man kan då observera reflexer från områden längre fram i tunneln. I detta fall syns en mycket kraftig reflex från en lamprofyrgång som korsar tunneln enligt skissen. Det är intressant att se att förutom direktpulsen genom berget mellan antennerna finns det också en diffus våg som gått en snabbare väg genom att delvis utbreda sig längs tunneln.

I praktiken kan problemen givetvis vara mycket svårösta även för en radar. En kaliumgruva började vattenfyllas på ca en km djup i Canada nyligen och man beställde mätningar för att fastställa var vattnet rann in i saltformationen där det 2 m tjocka skikt av pottaska som bryts finns. Reflexerna blir i detta fall oerhört förvirrande genom mängden av reflexer från andra brytrum. Å andra sidan kan radarpulsen i stort sett bara utbreda sig inom saltskiktet, vilket förenklar tolkningen av reflexerna. Figur 7 visar ett exempel på en sådan tolkning: de raka linjerna är sprickor, medan den punktformiga reflektorn 16 antogs vara ett inflöde. Tvetydigheten i radarbilden kunde undvikas därför att det ena läget var i en tunnel där man kunde observera att ingen reflektor fanns att se. Att tolkningen av det andra läget var riktig bekräftades på ett dramatiskt sätt när vatten senare bröt igenom saltet nära denna punkt.

TOMOGRAFI

Radarsystemet RAMAC ger också möjlighet att utföra en helt ny typ av mätningar, där man studerar hur pulsens utbredning beror av dess väg genom berget för en mängd strålar. Genom matematisk inversion av dessa data kan man tilldela varje litet område ett typiskt värde på

våghastigheten eller vågdämpningen. Mätningarna blir naturligtvis mycket omfattande, men kräver trots allt inte mer än en dag för området mellan två borrhål.

Radartomogrammet, som uppkommer vid beräkningarna, ger en mycket detaljerad bild av bergets egenskaper och sprickzonernas struktur. Figur 8 visar resultatet av nyligen utförda mätningar i Stripa, där man kan följa flera sprickzoner genom deras inverkan på radarpulsens dämpning. Den cirkelformade strukturen i centrum bekräftas av oberoende mätningar, men dess verkliga karaktär är okänd tills tunneldrivningen börjar.

ERKÄNNANDE

Borrhålsradarn har utvecklats inom det internationella Stripaprojektet, som administreras av SKB och redovisas i en serie rapporter varav den mest detaljerade är "Crosshole Investigations - Results from Borehole Radar Investigations". Arbetet har letts av tekn dr Olle Olsson. Utvecklingsarbetet har skett tillsammans med tekn dr Lars Falk och civ ing Eric Sandberg och elektroniken har konstruerats av Olof Forslund och Lars Lundmark. De mätningar som omnämnts ovan har bl a utförts av Börje Niva, Per Andersson, Seje Carlsten och Jan Eriksson inom SGAB:s radargrupp.

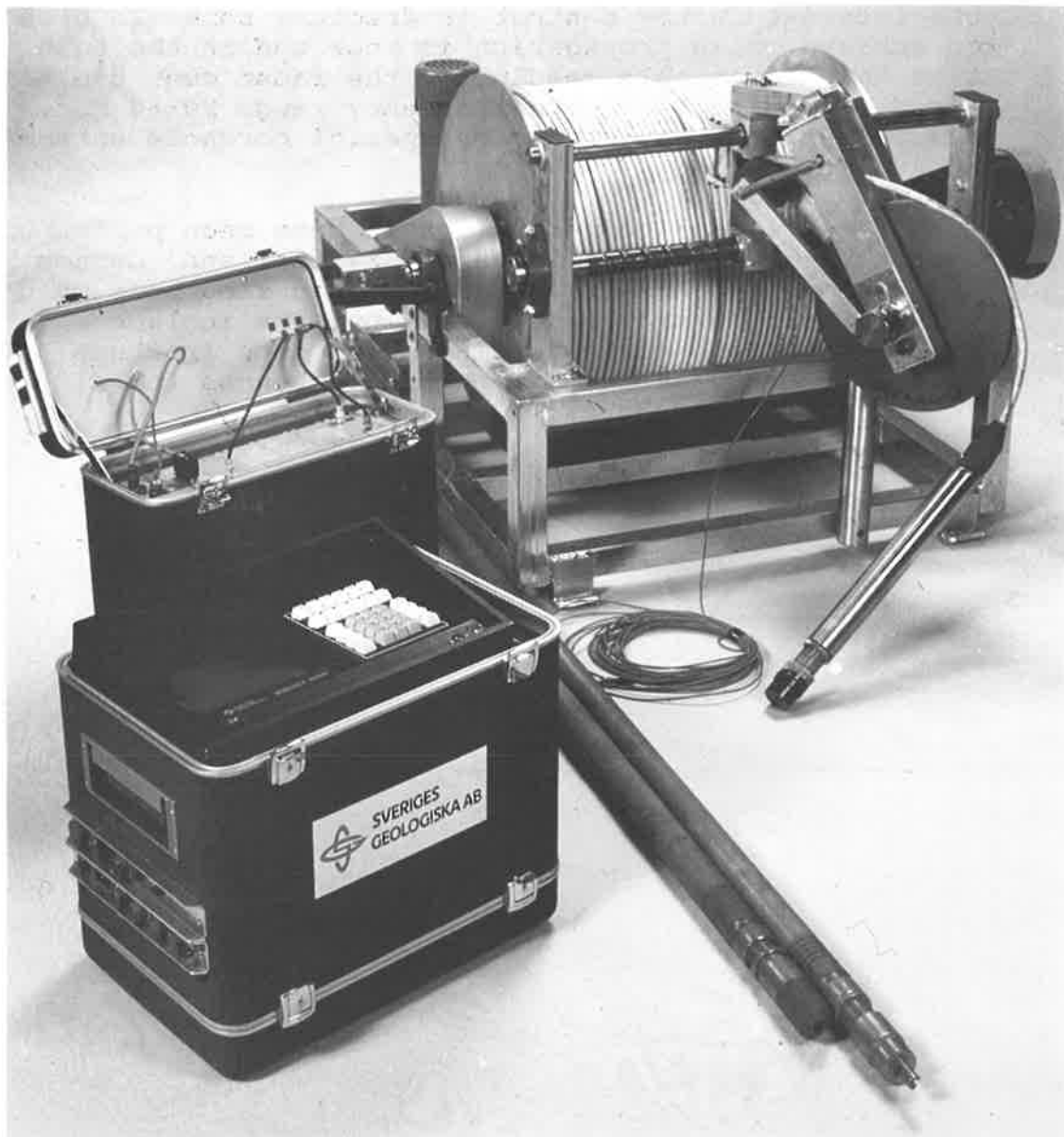
SUMMARY

A recently developed borehole radar system (RAMAC) opens new possibilities for obtaining detailed information about the rock structure at large distances from investigation boreholes. The radar uses electromagnetic waves concentrated in a short pulse (5-10 m) to probe the rock. The RAMAC system can be applied both in single hole and crosshole investigations which provides flexibility in the design of an investigation program. In a number of applications the radar has proven its capability to detect fracture zones, dykes, old boreholes and tunnels. The borehole radar is a unique instrument for mapping structures in rock since it combines high resolution, on the order of meters, with investigation ranges on the order of a hundred meters.

The RAMAC borehole radar system was originally developed within the Crosshole program of the International Stripa project on the disposal of nuclear waste. The main objective of that program was to develop instruments capable of detecting and mapping fracture zones in crystalline rock in order to define accurately the possible flow paths of water. The radar has been very successful in solving that problem, since

radar pulses are reflected by discontinuities in the electric properties and these are directly related to the increased water content in fracture zones. In order to achieve pulse propagation in rock and at the same time have acceptable resolution the radar must use very broad band signals in the frequency range 20-60 MHz. The pulses are transmitted by special borehole antennas to avoid ringing.

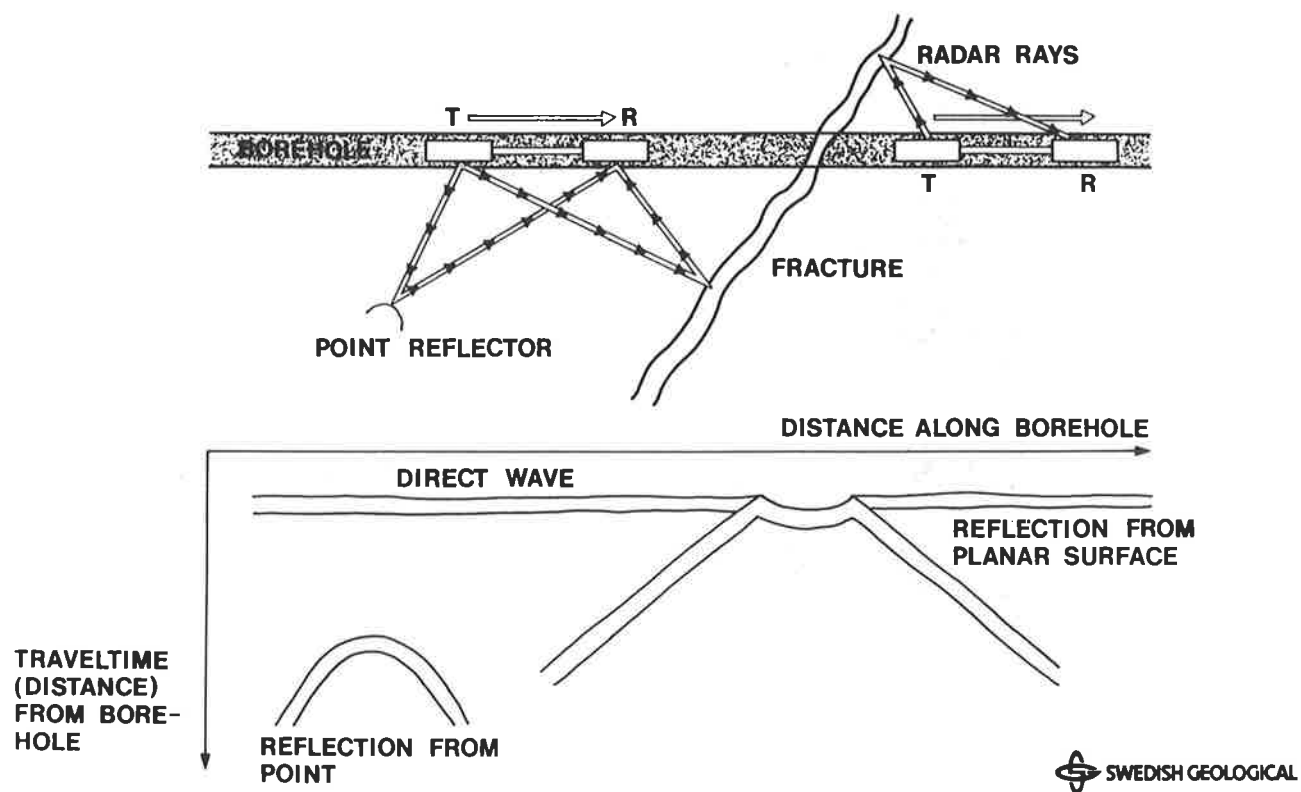
Measurements on a commercial basis have been performed recently, for instance in Japan, Switzerland, Canada and Sweden. The RAMAC radar system has also been sold to customers abroad. Recent developments include experiments with saltwater injection into fracture zones for contrast and directional antennas for direct location of reflectors.



Figur 1. Borrhålsradarn RAMAC består av sändar- och mottagarsonder med antenner och elektronik, batterier, kontrollenhet och en styrenhet.

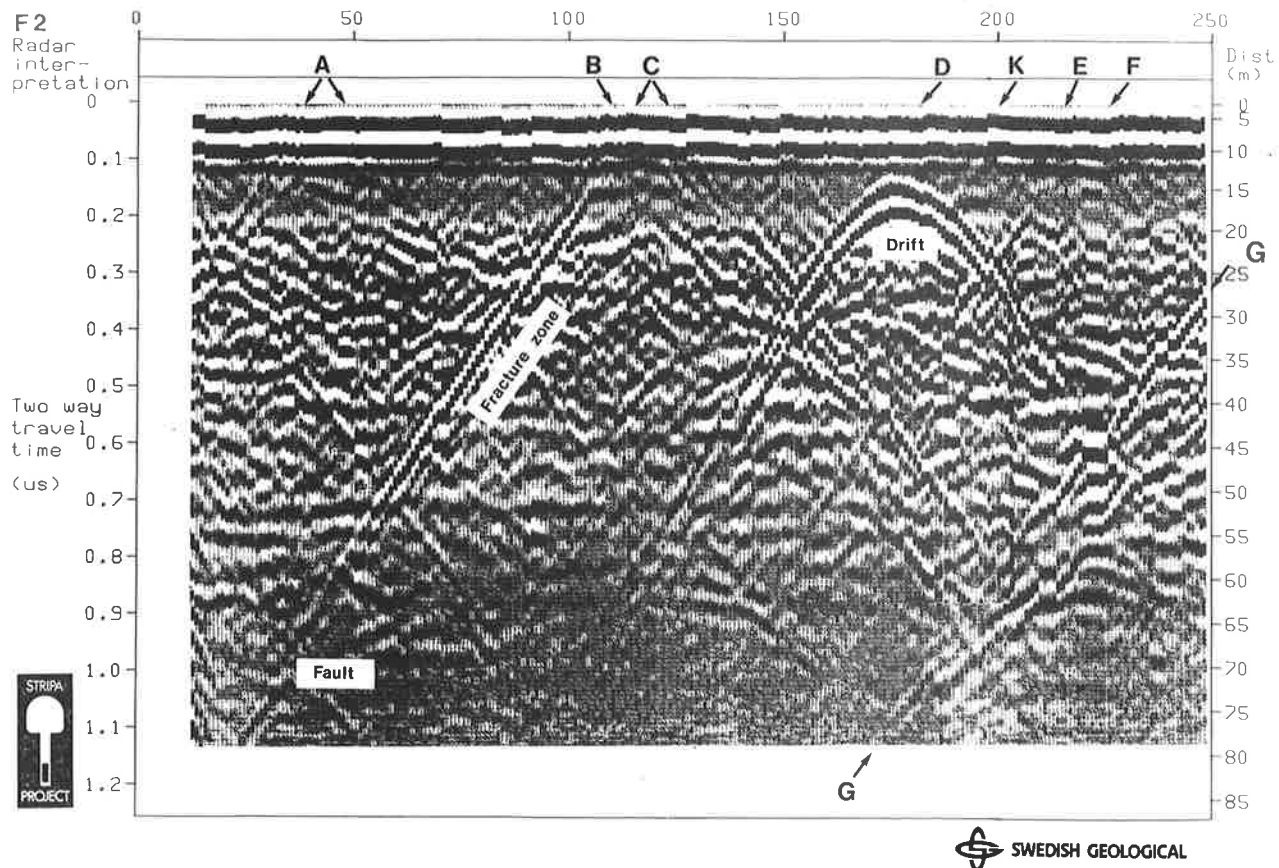
Figure 1. The RAMAC borehole consists of transmitter and receiver units containing antennas and electronics, batteries, a control unit and a computer.

REFLECTION MEASUREMENT



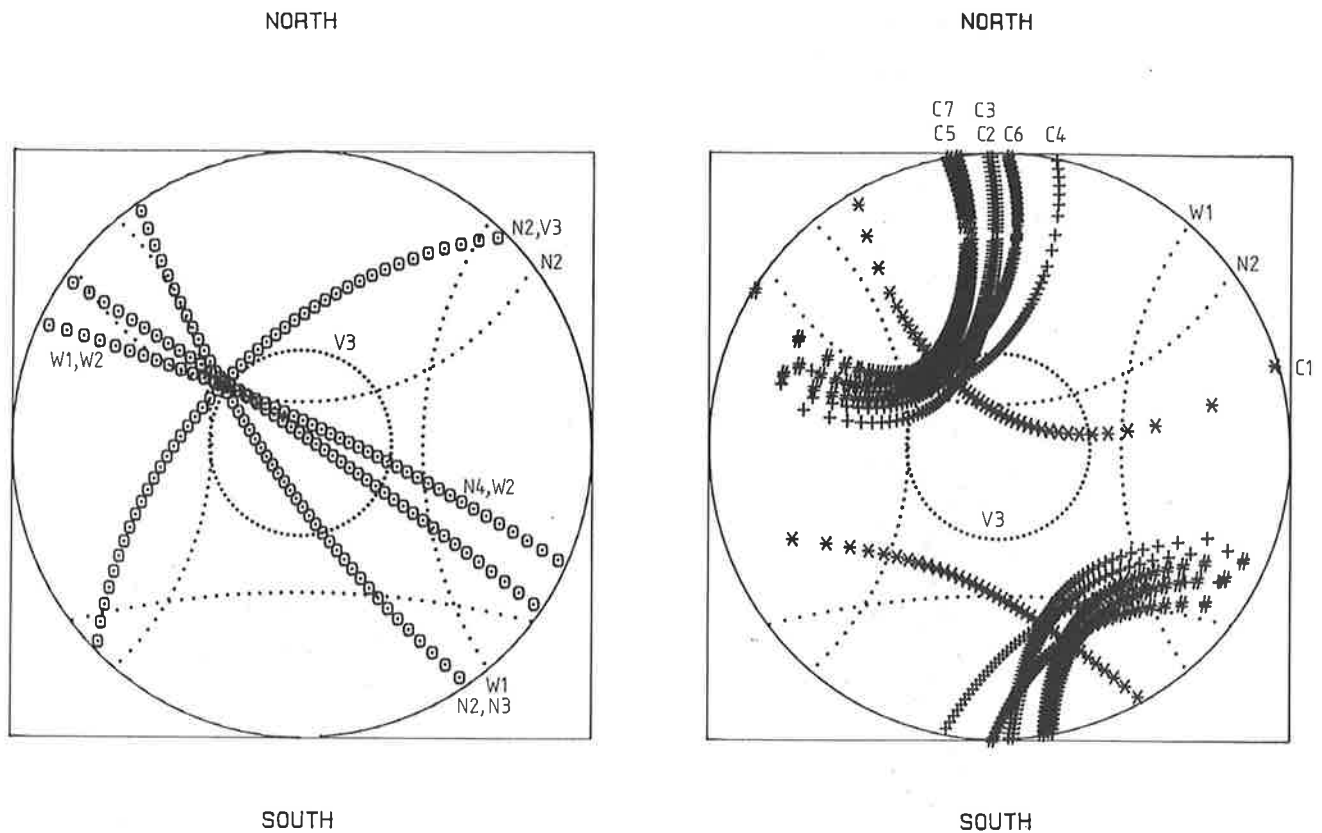
Figur 2. Den grundläggande principen för radarmätning i ett borrhål.

Figure 2. The principle of radar measurements in a borehole.



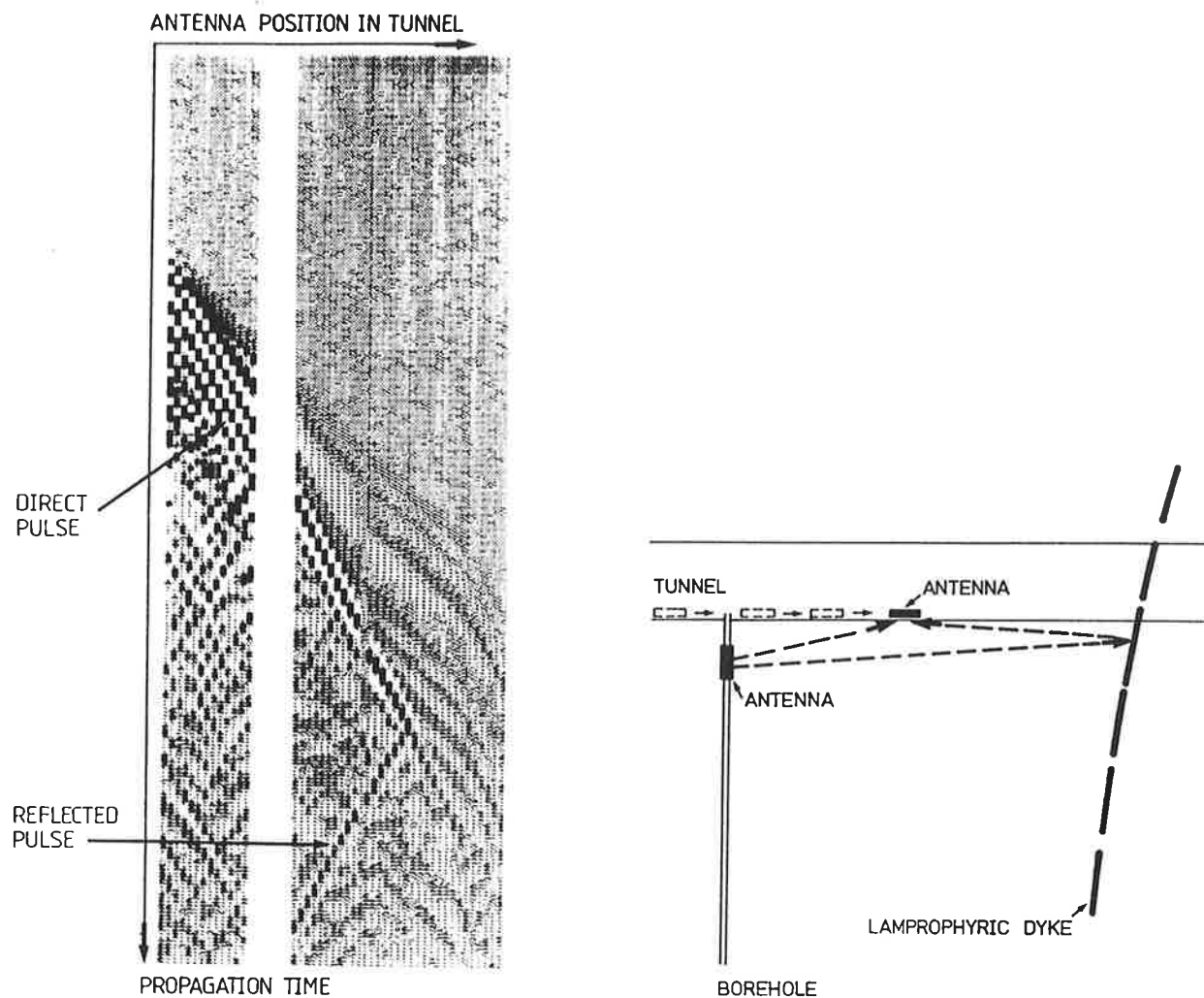
Figur 3. Radarbild från Stripa; borrhålsdjupet anger radarns läge. Man ser tydligt sprickzoner markerade med bokstäver och en tunnel nära borrhålet.

Figure 3. Radar map from Stripa displayed as a function of the position of the radar in a borehole. Fracture zones indicated by capital letters and a tunnel (drift) are clearly seen.



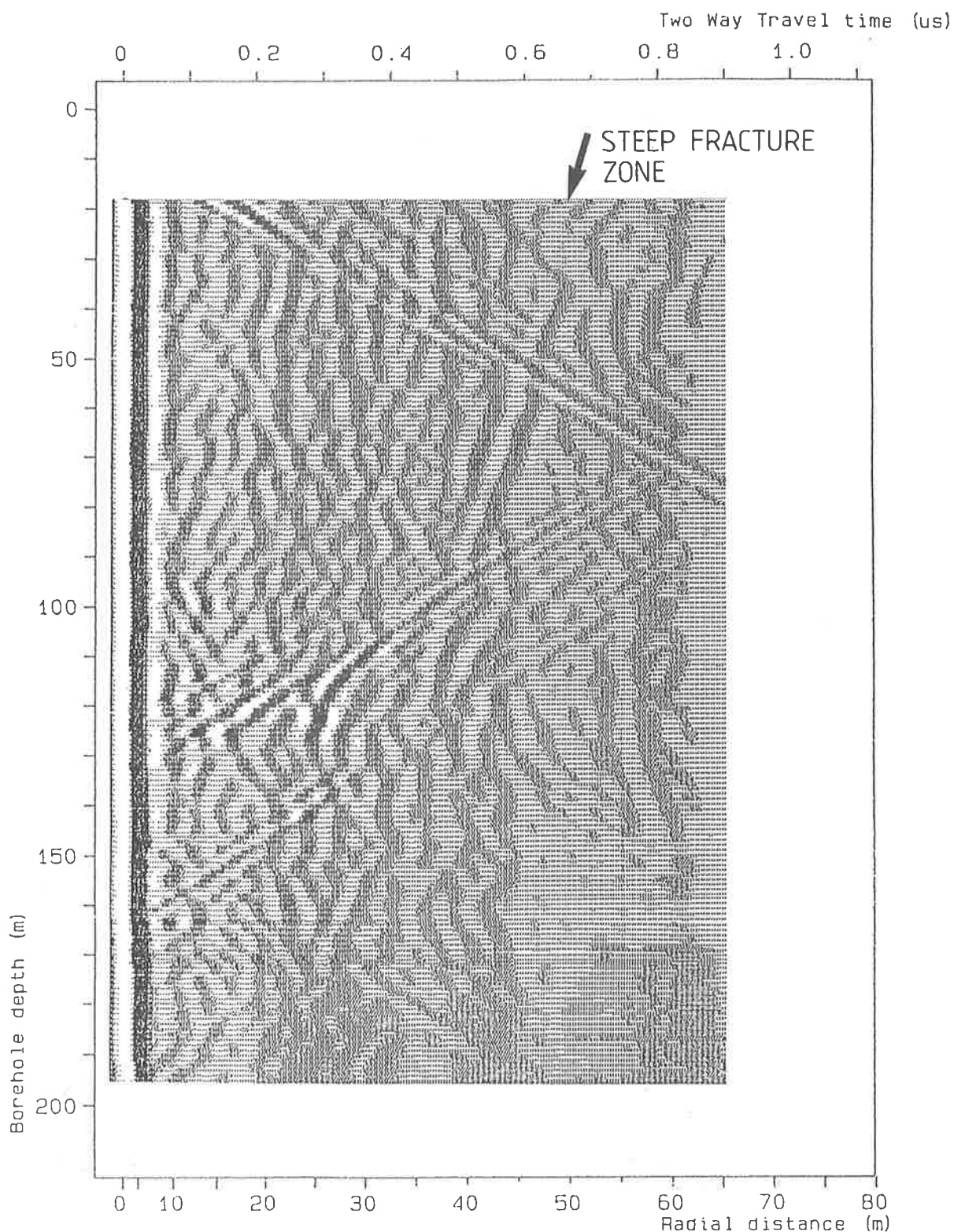
Figur 4. Ett sprickplans orientering bestäms ur flera mätningar. Varje kurva anger tänkbara orienteringar svarande mot en viss reflex representerade i stereografisk projektion.

Figure 4. The orientation of a fracture plane determined from several measurements. Each curve corresponds to a possible orientation of the zone determined from a reflection and represented as a stereographic projection.



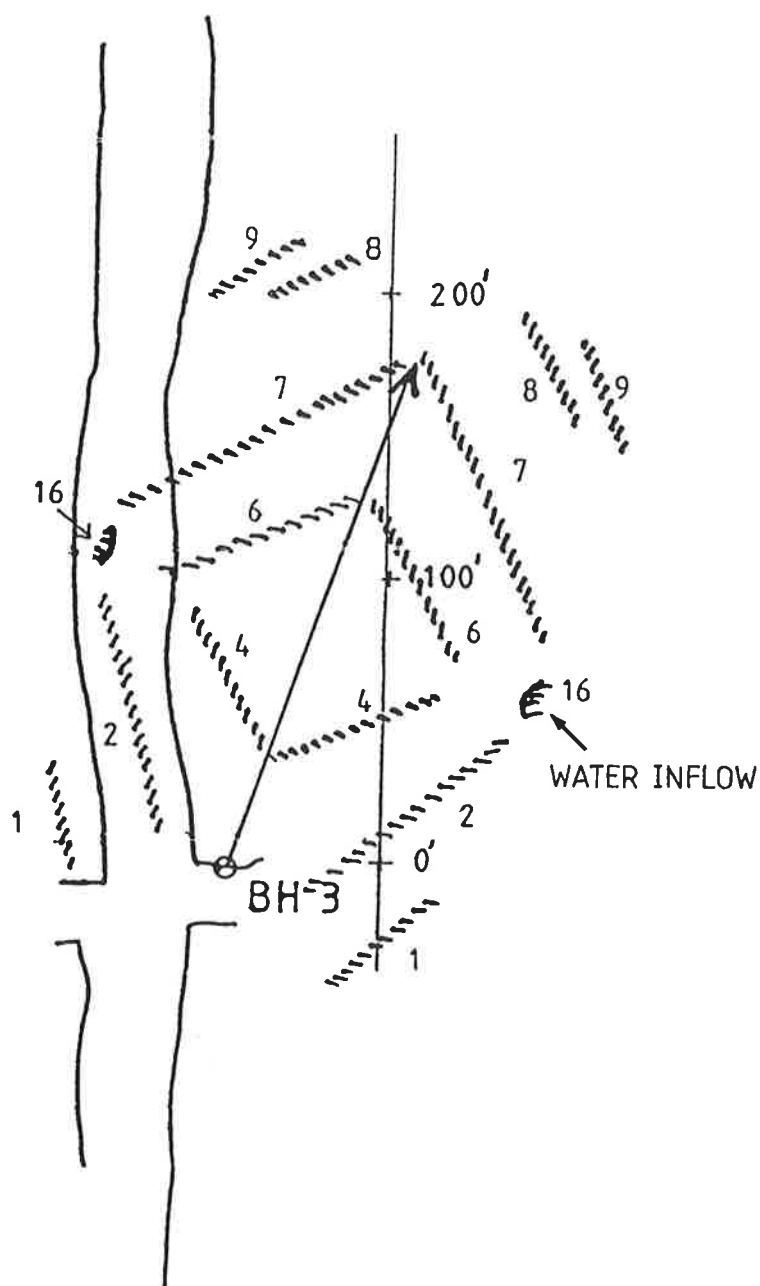
Figur 5. Radarmätning från geotermiförsök i Mariefred. Den brant stupande zonen skär aldrig borrhålet som avsett.

Figure 5. Radar measurement from geothermal experiments in Mariefred. The steeply inclined fracture zone does not intersect the borehole as planned.



Figur 6. Reflexionsmätning mellan borrhål och tunnel utförd i Grimsel. Mätningen avbröts då antennen passerade en annan tunnel.

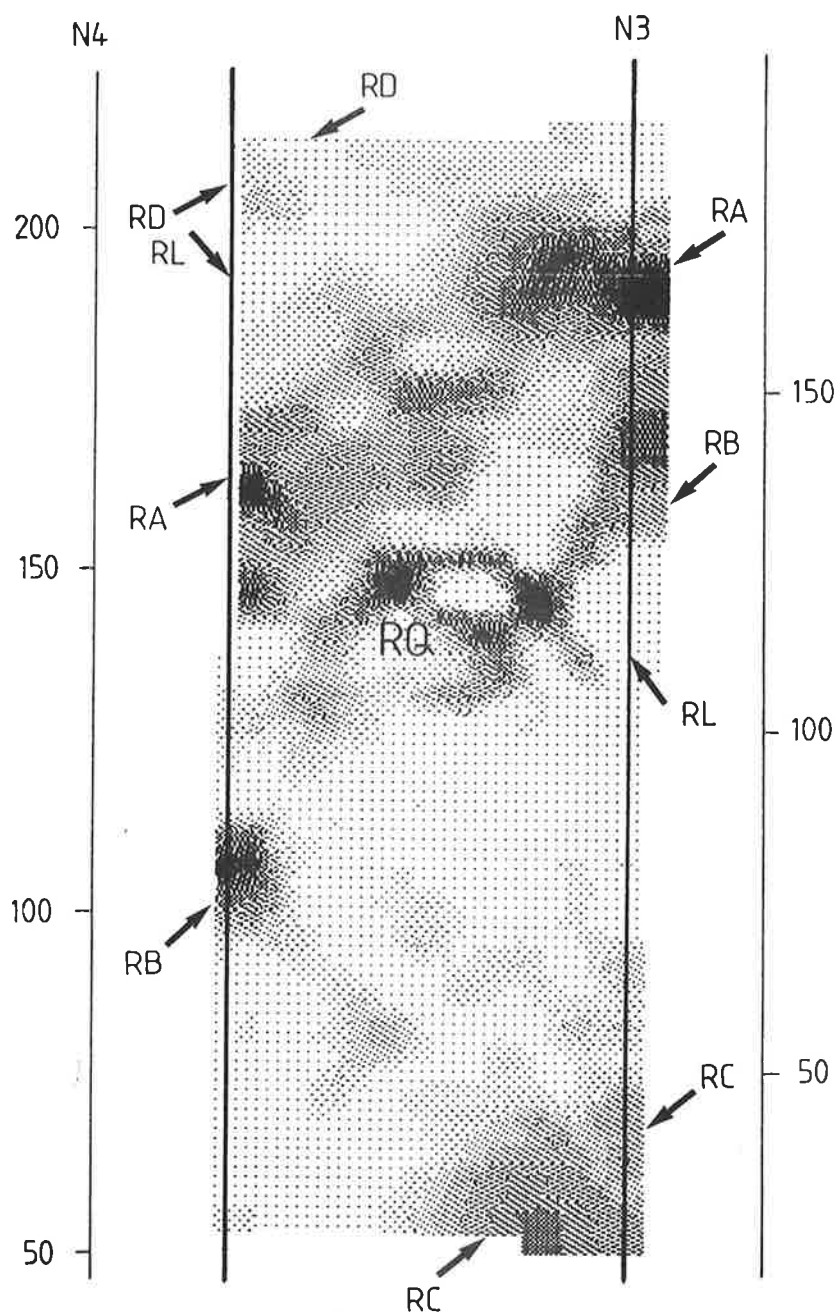
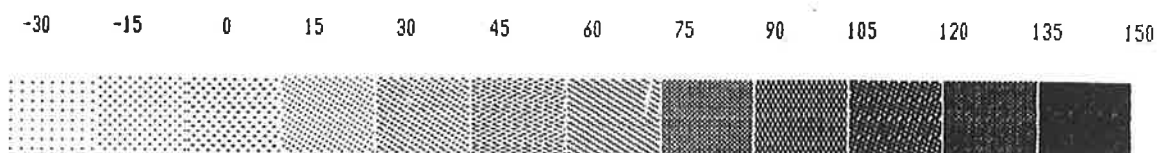
Figure 6. Reflection measurement performed in Grimsel between tunnel and borehole. The measurements were interrupted when the antenna passed another tunnel.



Figur 7. Skiss över radarreflektorernas tänkbara läge i kaliumgruvan.

Figure 7. Schematic drawing of the possible location of radar reflectors in the potasssium mine.

N4 N3 60 MHz RESIDUAL ATTENUATION (dB/km)



Figur 8. Tomogram över radardämpningen mellan två borrhål i Stripa. Sprickzoner motsvaras av förhöjd dämpning.

Figure 8. Tomogram describing the attenuation of radar waves between two boreholes in Stripa. Fracture zones correspond to increased attenuation.

Mellanhålsseismik, dess potential och möjliga nytta

Paneldiskussion med Ola Claesson, Skanska, Calin Cosma, Geoseismo OY, Olle Olsson, SGAB, Håkan Stille, KTH/Skanska och Heinz Thurner, Geodynamik.

Referat sammanställt av Menachem Finkel, BeFo.

Den snabba utvecklingen av datortekniken under senare decennier har inom geofysiken berett vägen för nya undersökningsmetoder, bl a mellanhålsseismiken. Metoden innebär att man genom bestämning av elastiska vågors utbredning mellan två närliggande borrhål försöker skaffa sig en uppfattning om den mellanliggande bergmassans egenskaper.

Deltagarna i paneldiskussionen har från olika utgångspunkter försökt värdera nyttan av mellanhålsseismikens användning för detektering av bergets oregelbundenheter i jämförelse med andra geofysiska metoder, främst borrhålsradar.

Den gemensamma uppfattningen var att det alltid är en stor fördel att känna bergets geologiska och bergmekaniska egenskaper innan projektering och byggande av undermarksanläggningar påbörjas. Två typer av undermarksanläggningar i berg urskiljdes, dels stora anläggningar, typ bergrum, som har begränsad utbredning i bergmassivet, dels små anläggningar men med stor utsträckning i bergmassivet, typ långa tunnlar.

För den första typen ansågs det i de flesta fall vara möjligt att genomföra omfattande förundersökningar av aktuell bergvolym medan för den andra typen ansågs detaljerade förundersökningar kunna utföras endast för identifierade kritiska partier.

Mellanhålsseismikens användning vid förundersökningar i berg styrs av metodens kapacitet vad avser upplösning och räckvidd. Allt för stora avstånd mellan borrhålen (> 200 m) vållar mättekniska problem. Upplösningen sjunker till mycket låga nivåer och endast stora oregelbundenheter kan detekteras. Men dessa skulle upptäckas även utan användning av mellanhålsseismiken.

Det framhålls att mellanhålsseismiken liksom alla geofysiska undersökningsmetoder är indirekta metoder där man i geologisk och bergmekanisk mening studerar parametrar som elektrisk ledningsförmåga, elastiska

vågors utbredning etc. Följaktligen är mellanhålsseismiken att betrakta som en viktig informationskälla bland andra, vilka kan användas för att beskriva en anomali i berget från byggnadsteknisk synpunkt.

Under diskussionen berördes bl a även borrhålsradarn, en metod som utvecklats mycket snabbt under de senare åren i Sverige. Metoden bygger på högfrekventa elektromagnetiska vågors utbredning och reflektion i en bergmassa. Den kan användas både för singelhåls- och mellanhålsmätningar. Om man genomför ett större antal mätningar mellan två borrhål kan även tomografiteknik användas vid analys av mätresultaten.

Diskussionen kretsade mycket kring båda metodernas möjligheter att ur byggnadstekniska synpunkter detektera viktiga diskontinuiteter och störningszoner i en bergmassa.

Det konstaterades att metoderna i stort kompletterar varandra som undersökningsmetoder. Mellanhålsseismik och borrhålsradar utnyttjar två olika fysikaliska egenskaper hos berget, de elastiska respektive elektriska. Detta styr också deras tillämpbarhet för olika geologiska förhållanden och det aktuella informationsbehovet.

En utredning för att värdera behov och möjlig nytta av mellanhålsseismik vid större anläggningsprojekt har genomförts av civ ing Ola Claesson, Skanska, inom ramen för ett BeFo-projekt. Utförligare information, inklusive detaljbeskrivning av mellanhålsseismikens teori finns i Claessons rapport som utkommer hösten 1988 (BeFo 122:1/88).

DISKUSSION

Tomas Franzén, BeFo

Jag skall inte försöka sammanfatta den här paneldiskussionen, som jag tycker har varit mycket intressant, men jag skall nämna att Ola Claesson har ett koncept färdigt till en rapport över den här utvärderingen som blir en BeFo-rapport till hösten. Så är ordet fritt för frågor till panelen.

Hans Helfrich, Enebyberg

Håkan Stille, du har ställt frågan om man med mellanhålsseismik skulle kunna ha lokaliserat tuffhorisonten och dess kvalitet i Panama. Frågan besvaras ur en helt annan synvinkel: tuffhorisonten har indikerats genom borrhål och innan man började bygga gjorde jag rekommendationen att man inte skulle bygga på den utvalda platsen utan man måste flytta lokaliteten. Frågeställningen är därmed värre än så för vad hjälper det om man med hjälp av borrhål eller hjälp av mellanhålsseismik eller någon annan metod detekterar de riktiga förhållandena när kunskapen sedan inte utnyttjas då man t ex inte tror på resultatet. Där har vi nämligen ett allvarligt problem som vi måste ta med i kalkylen.

Sedan vill jag fråga angående analysen av spänningsmätningar i samband med Underground Research Laboratory of Atomic Energy of Canada: har man gjort korngefügeanalyser av graniten? Jag har i början av 60-talet gjort en sådan för Laisvallgraniten, en granit som megaskopiskt verkade fullständigt riktningslöst kornig, som ändå visade en orientering av glimmermineral som tydligen var associerad med huvudspänningsriktningen. Det kan tänkas att man med denna metod kan komma vidare i spänningsanalysen.

Göran Bäckblom, SKB

Det är likadant också i URL att det finns mikrosprickbildningar i bergarterna. Dessa är parallella med största huvudspänningen. Nu

kan jag tyvärr inte på rak arm säga om man har gjort gefügeanalyser, men det är troligt. Foliationen är sub-horisontell.

Hans Janzon, Atlas Copco

Jag arbetar med TBM på Atlas Copco. Det är ju mycket intressant det här med radar framför TBMen men nu kommer ju tolkningsfrågan in. Skall man ha en tolkare som sitter på maskinen hela tiden och tolkar de här svåra data? Eller skall operatören göra det själv? Det blir ytterligare en kostnad på en eller ett par miljoner om året.

Tomas Franzén

Det är en fråga som jag hade på tungan när jag hörde Lars Falk också. Man kan naturligtvis köpa den här borrhålsradarn och man kan använda den och man kan ha en dator som gör vissa sammanställningar och kanske rentav utvärderingar. Hur mycket tolkning behövs det egentligen? Det är en metod under utveckling och slutmålet är kanske att det inte behövs någon person...

Olle Olsson

Jag skall inte säga att man inte behöver någon person. Jag skulle tro att det finns möjligheter att de personer som man ändå behöver ha i anslutning till tunneldriften kan lära sig att förstå resultaten. När man jobbar i en tunnel går man kanske i en någorlunda enhetlig geologisk miljö och då är det relativt enkelt att kalibrera sina metoder. Man lär sig också kalibrera sina bearbetningsrutiner så att man kan lägga upp dem automatiskt. Vi är inte där i dag och jag tror det krävs en rätt lång inlärningsprocess för att komma så långt men jag tror det är möjligt.

Heinz Thurner

Jag anser att om man i dag har punktinformation, då kan man ju missa någonting längs en tunnelsträckning. Jag tycker det väsentliga är att man nu med geofysiska metoder kan komma med en mapping, dvs med volympresentation. Det är egalt om dimensionen för de här gråa, svarta eller vita ytorna är gånghastighet eller om det är en

E-modul. Jag tror bara faktum att man kan få fram en schattering, en mörk eller ljus ton, som vem som helst kan se utan att han nödvändigtvis behöver kunna tolka vad det innebär, är en varningssignal för honom. Att antingen ta sin erfarenhet då till hjälp och undvika den där zonen eller göra kompletterande undersökningar för att få veta vad den här anomalin är.

Håkan Stille

Jag skall säga att för fem, sex, sju år sedan när man började med det här, eller jag först fick kontakt med det hela så var det helt klart att man måste vara en i högsta grad mångsidig person för att klara av det här. Man skulle vara fysiker, man skulle vara elektroingenjör, man skulle vara geolog, man skulle vara vanlig ingenjör för att kunna tolka och förstå vad man höll på med när man jobbade med den här avancerade geofysiska metoden. Vad jag sett i dag har imponerat på mig. Jag tycker att man de senaste åren verkligen kommit lång väg här och man har kunnat presentera resultat som även om det är gånghastigheter, och jag accepterar det, så ger de faktiskt en hel del information utöver vad vi har tidigare och jag tycker nog att man i framtiden och inte bara i framtiden utan kanske t o m i morgon kan börja använda sig av det här lite mera även för en stackars entreprenör i hans praktiska jobb.

Tomas Franzén

Man kan fråga sig om vi skall "tacka kärnkraften" för de här nya möjligheterna. BeFo har ju små möjligheter att stödja instrumentutveckling av det här slaget och har alltså kommit till stor del - eller kanske enbart - tack vare kärnkraftsavfallet och dess lagringsproblem. Vi strävar självfallet efter att på den traditionella ingenjörssidan dra mesta möjliga nytta av vad som kommer fram där.

AVSLUTNING

Jag vill sätta streck i diskussionen här även om det finns några stycken som gärna säger mer i det här ämnet och det får ni gärna göra men jag tänker avsluta själva Bergmekanikdagen. Som vanligt skall jag naturligtvis tacka föredragshållare, er som har deltagit i stimulerande diskussioner och övriga åhörare. Det är mer eller mindre självklart men det skall ändå sägas. Jag vill lägga till en sak. Vi har inte märkt mycket av kontrollrummet den här dagen och det är ett gott tecken. Jag vill rikta ett särskilt tack till dig uppe i kontrollrummet för att jag tycker det har fungerat helt excellent i dag, inga som helst malörer. Tack skall du ha och tack för er uppmärksamhet i dag.

