

BeFo

Bergmekanikdag 1989

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 26 JANUARI 1989**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm January 26, 1989**

Redigerad av Menachem Finkel och Annica Nordmark

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1989**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid.
INLEDNINGSANFÖRANDE	
Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo, Stockholm	9
BERGSPÄNNINGAR	15
<i>Rock Stress and stress measurements</i>	
Inledare: Jüri Martna, Vattenfall	
 Bergutfall i djupa borrhål och globala bergspänningar	19
<i>Borehole breakouts in deep wells and global rock stresses</i>	
Ove Stephansson och Christer Ljunggren, Tekniska Högskolan i Luleå	
 Bergspänningsmätning genom överborrning. Fördelar och begränsningar	33
<i>Overcoring. Options and limitations</i>	
Rolf Christiansson, Kraftbyggarna Byggnadsteknik AB	
 A new automatic probe for the measurement of triaxial rock stresses in deep bore-holes. (Video film)	57
Lars Hallbjörn, Kjell Ingevald, Jüri Martna, Lars Strindell, Swedish State Power Board (Vattenfall)	
 DISKUSSION	65
 VARGÖNS KRAFTSTATION, TUNNEL GENOM HUVUDNÄSÖN	67
<i>Tunnel through the Huvudnäs Island at Vargön power station</i>	
Inledare: Anders Carlsson, Kraftbyggarna Byggnadsteknik AB	
 Undervattensprängning av tunnelintag vid Vargöns kraftstation	71
<i>Under-water blasting of tunnel inlet at Vargön hydropower station</i>	
Kurt Hellgren, Vattenfall	
 Ingenjörsgelogisk uppföljning av tunneldrivning vid Vargöns kraftstation	77
<i>Engineering geology of a large tunnel at the Vargön hydropower station, Sweden</i>	
Lars Hansen, Golder Geosystem AB, Jüri Martna, Vattenfall	

Bergmekaniska undersökningar och stabilitetsberäkningar <i>Rock mechanic investigations and stability analysis</i> Anders Fredriksson, ADG Grundteknik, Håkan Stille, KTH/Skanska AB	97
Vattentryck och dränering – Vargöns kraftstation <i>Ground water heads and drainage measures at Vargöns hydro power plant</i> Yrjö Lintu och Tommy Olsson, Golder Geosystem AB	111
DISKUSSION	125
VATTENFÖRING OCH INJEKTERING <i>Rock mass permeability and grouting</i> Inledare: Gunnar Gustafson, VIAK AB/CTH	127
Vattenströmning i modeller av bergsprickor <i>Water flow in models of rock joints</i> Eva Hakami, Tekniska Högskolan i Luleå	133
Injekttering i modell och verklighet <i>Grouting in theory and practice</i> Lars Hässler, Ulf Håkansson, KTH	141
Redovisning av försök med "dynamisk injekttering" i Stripa <i>Report on grouting experiments in Stripa by use of the "dynamic injection" technique</i> Roland Pusch, Lennart Börgesson, Clay Technology AB	149
Injektteringsmaterial med stor inträngningsförmåga <i>Grouting material for low porosity media</i> Ingvar Bogdanoff, Chalmers Tekniska Högskola	159
DISKUSSION	175
BULTFÖRSTÄRKNING <i>Reinforcement with bolting – quality and test methods</i> Inledare: Håkan Stille, KTH/Skanska AB	177
Förstärkningsproblem vid konvertering av uppvärmt oljelager till kollager <i>Conversion of oil cavern to coal storage</i> Pär Olsson, Skanska AB, Håkan Stille, KTH/Skanska AB	181

Boltometertest av olika injutningsmetoder <i>Boltometer tests of grouting methods</i> Bengt Ludvig, Petro bloc AB	195
Bultars beständighet. Uppföljning av bultar av olika typ och ålder, Kvarntorps sandstensgruva <i>The durability of rock bolts. Follow-up of rock bolts, belonging to different type and age, at the sandstone mine of Kvarntorp, central Sweden</i> Hans K Helfrich, Enebyberg	207
DISKUSSION	221
SVENSK ANLÄGGNINGSTEKNIK UTOMLANDS <i>Swedish contracting abroad — case histories</i> Inledare: Tomas Franzén, BeFo	225
Kraftverksbygget Saucelle i Spanien i en granit med olika grad av vittring <i>The power station at Saucelle in Spain — a construction in a granite with varying degree of weathering</i> Lars Lundström, Hagconsult AB, Håkan Stille, KTH/Skanska AB	229
Tunnelbygge i svårforcerat berg. Mtera kraftverksbygge, Tanzania. <i>Tunnel construction in difficult rock. Mtera hydro power plant, Tanzania</i> Örjan Sjöström, Rock Team AB	243
DISKUSSION	257
AVSLUTNING	259
DELTAGARFÖRTECKNING	261

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

Ärade församling!

Årets Bergmekanikdag kan jag inleda med ett par tidningsurklipp som visar en tillförsikt inför det kommande "gruvåret" som man sällan hört tidigare. Det har i stället växlat mellan tämligen dystra tongångar och en ibland måttlig optimism. Och årets budskap är kanske inte heller helt entydigt, vad jag har klippt bort ur ingressen om metallpriserna är tendensen för guld och silver, som är vikande för tillfället. Men detta speglar också väl hur de olika metallerna i Bolidens gruvor kompletterar varandra och att de innebär en gynnsam riskspridning. Faktum är att Kjell Nilsson, Bolidens koncernchef, nyligen sagt att "Vi har aldrig mått så bra". Och Viking Sjöstrand säger för LKABs räkning: "Vi går mot ett ljus 1989." I MalMBERGET har för första gången någonsin M85 just invigts med pompa och ståt - detta i en gruva som för bara ett par år sedan stod på yttersta gränsen till nedläggning...

Kraftig medvind för LKAB

Efter två svåra år är gruvbolaget LKAB åter på väg mot nya storvinster. Enligt vad Dagens Nyheter beräknar räknar LKAB-ledningen redan nu med en vinst på närmare en halv miljard kronor under 1989.

Resultatförbättringen hänger delvis samman med kraftiga öningar av malmpriset. Världsm...

Revansch för basmetaller

1988 kommer att gå till historien som det år då metallpriserna tog rejäl revansch efter nära ett årtionde i halvdval. I den internationella högkonjunktens kölvatten rusade priserna på koppar, nickel och zink i höjden. Men för de adla metallerna guld, silver, var trenden...

**Vinnarna är
Trelleborg
och Avesta**



Vilka reflektioner gör man då som forskningsadministratör inför den här situationen? Ja, en lockande kommentar skulle vara att säga, se där, Gruvteknik 2000 börjar redan ge resultat... Så är det naturligtvis inte, vi har nått och jämt hunnit slutföra vissa förstudier och står mitt uppe i ett stort antal viktiga projekt. Men min blygsamhet hindrar mig ändå inte från att säga att G2000-satsningen har bidragit som en viktig inspirationskälla och varit en viktig del i de sammantagna ansträngningar, som nu leder till glädjande goda tider hos våra gruvor. Samtidigt är jag naturligtvis fullt medveten om att de dominerande orsakerna bakom dagens ljusa läge, det är marknaden, dvs efterfrågan och metallpriserna.

Allmänt då - goda tider för gruvorna - innebär det också ett gynnsamt klimat för forskning och utveckling? Här finns inga givna, entydiga svar!

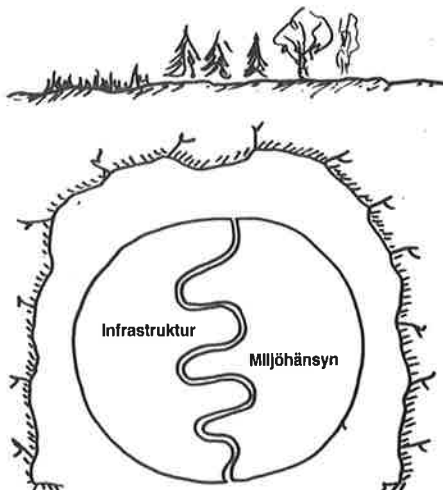
Stor efterfrågan på företagens produkter resulterar i ett hårt tryck på all personal att ställa upp på produktionen - ofta till mer än 100% - och det blir mycket lite tid över för engagemang i mer långsiktiga frågor. Å andra sidan bör man förstås i ett sådant här läge ha råd att avsätta betydande medel för FoU. Problemet är alltså att hinna eller orka med det mentala engagemanget just när man egentligen borde ha den bästa möjligheten att förbereda sig för sämre tider som kommer. Då kommer man nämligen att ha gott om personella resurser men i stället inte tycka sig ha råd att budgetera några större belopp för FoU. Ett klassiskt dilemma alltså - satsa på FoU i låg- eller högkonjunktur? Till slut kan bara varje företag välja sin egen strategi.



För mig, som ansvarig för BeFo, kan slutsatsen förstås bara bli en: att man i goda tider har alla skäl att satsa på sådan FoU som kan bedrivas gemensamt, t ex genom organ som BeFo och SveDeFo och särskilt på projekt som gruvorna själva har svårt att genomföra men som är angelägna på längre sikt. Det kan delvis vara - om inte grundforskning i ordets rätta bemärkelse - så ändå sådan mer grundläggande forskning som bäst bedrivs vid högskolor och institut och som också är viktig med hänsyn till den personella återväxten för framtiden.

Med detta menar jag förstås inte att vi först ska gespengar och sedan fria tyglar att agera efter eget skön. Vi behöver en kontinuerlig, nära kontakt med produktionen och gruvornas krav. Vi är helt beroende av ett starkt engagemang från industrin, våra styrelser, referensgrupper osv. Och på så vis tror jag att vi kan bidra till att branschen står väl rustad inför kärvare tider och inför en framtid som kommer att ställa allt högre krav på medarbetarna; man kommer att behöva både kvalificerade specialister och personer med en bred teknisk kompetens.

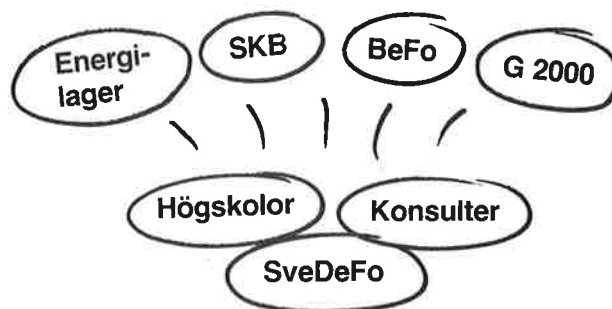
Jag har börjat med något som snarast liknar en apell och hittills koncentrerat mig på gruvindustrin. Att byggnadsbranschen i allmänhet har en allmänt god konjunktur och i vissa regioner är snarast överhettad med stora löneglidningar som följd är väl känt. Dessvärre - för oss bergtekniker - är inte den här boomen ännu lika tydlig inom anläggningssektorn, men vi ser som jag bl a visade förra året en hel del objekt framför oss - även om vi efter höstens val har fått en politisk situation som i varje fall på kort sikt har dämpat en del expansionsplaner.



Två nyckelord känns aktuella - infrastruktur och miljöhänsyn! De kan synas oförenliga, eftersom en utbyggnad av infrastrukturen ofta betyder ansträngningar på omgivningen i olika avseenden, men - som vi har funnit vid ett par seminarier om det framtida bergbyggandet - så är undermarkslösningar i många fall mycket gynnsamma med hänsyn till omgivningspåverkan - så här har vi utan tvekan en mission att fylla. I september kommer följande Elmiamässan i Jönköping att hålla en konferens i samverkan med Bergsprängningskommittén på temat "Bättre miljö till låga kostnader genom undermarksbyggande".

Exempel med den innebörden finns också i mängd i GOING UNDERGROUND som nu har kommit ut. Jag måste säga att jag själv efter några års arbete med produktionen av den här boken blev överraskad när jag fick det första färdiga exemplaret i min hand, överraskad och imponerad av den mångfald av tillämpningar vi har kunnat demonstrera, det är minsann inte bara tunnelbanor, kraftverk och oljelager. Kan också nämna att i och med att boken nu är klar har IVAs Undermarksgrupp upplösts. Gruppens uppgifter har nu övertagits av BeFo till vissa delar, exempelvis uppgiften att vara nationalorgan för International Tunnelling Association, ITA, medan mer direkt marknadsinriktade frågor i huvudsak drivs av Bergsprängningskommittén i samråd med BeFo.

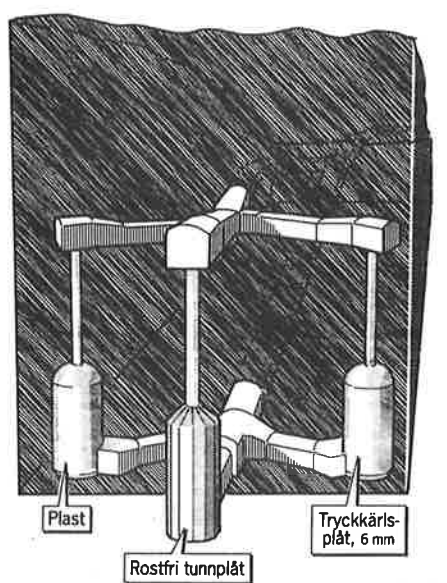
Bergmekanisk FoU i Sverige 1987 →



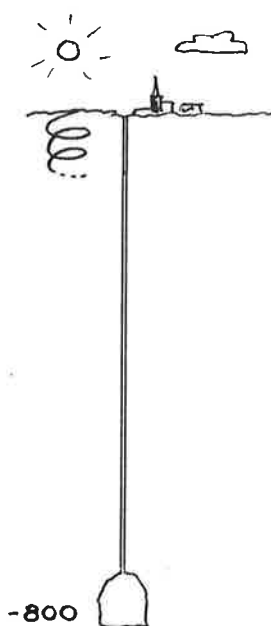
Förra året visade jag som slutvinjett en bild som skulle demonstrera ett behov av bergmekaniska insatser på några olika områden. Jag tänkte nu utgå från samma bild för några korta kommentarer.

Energilager: Vi har under året sett en omfattande utredning som BFR har gjort om ett solvärmeprojekt i Kungälv med ett säsongslager i form av hetvatten i öppna bergtrum om 400.000 m³. Det är alltså fyra gånger större än lagret i Lyckebo. Kommunen vill gärna genomföra det här men än saknas de avgörande besluten om någon form av statligt

stöd för den sista tioöringen som krävs per kWh för att inte kommuninvånarna ska få betala kalaset. För oss bergbyggare vore det naturligtvis smakligt om detta kom till stånd och man därmed skulle ge den här tekniken en chans till sänkta kostnader i ett tekniskt skäligen enkelt system. Det är framför allt solfångartekniken som kan komma ett väsentligt steg framåt genom att man skulle få en tillverkning i långa serier.



Ur Ny Teknik



Än närmare förverkligandet ligger ett lager för naturgas. För närvarande står tre försöksrum i det närmaste färdiga för provtryckning i Grängesberg. Det gäller att pröva olika inklädnadsvarianter som kan klara höga tryck och därmed göra det möjligt att lagra stora volymer i icke alltför stora rum på måttliga djup. Alternativet är ett rum på stort djup - storleksordningen 800 m - med grundvattnet som mothåll. Det skulle betyda mer bergarbete genom en lång "snedbana" eller en intressant schaktsänkning. Vilket som är mest önskvärt kan man ha olika meningar om, att det kommer att byggas gaslager är i varje fall helt uppenbart.

Kollager i berg har vi redan i Igelsta, Södertälje, och för tillfället bygger man om ett oljelager i Värtan till kollager. Det har inneburit en del intressanta problem som presenteras i Pär Olssons föredrag senare i dag.

Ett lager av annat slag, lite udda kanske, och som inte heller är ett energilager, kan vara värt att nämna. Det går ibland under namnet Ormen Långe och är ett utjämningsmagasin för avloppsvatten som kommer att byggas centralt under Stockholm. Det har till syfte att förebygga bräddning av avloppsvatten ut i recipienten vid kraftiga regn och ersätter mindre magasin på andra platser.

Apropå tunnlar under staden så har i måndags Saltsjötunneln borrats till genomslag ute vid Kastellholmen. Det har presenterats vid gårdagens bergsprängningsdag. Arbetet har följts upp ur flera olika aspekter i ett omfattande BeFo-projekt, som kommer att presenteras och diskuteras vid en särskild informationsdag senare under året.

SKB på bilden ovan står som bekant för Svensk Kärnbränslehantering och vad som där är nära förestående är Berglaboratoriet vid Simpevarp. Platsen för laboratoriet är fastställd och bergundersökningar pågår både där och i ett närliggande referensområde. Det återstår vissa myndighetsbeslut men byggstart är beräknad till sommaren 1990.

Prognoser



Fullborrning



Förstärkningars verkan



Injektering



Igensättningsbrytning



Beständighet



BeFo står när det gäller det ordinarie ramprogrammet mitt uppe i en treårsperiod. Några av de viktigare aktiva projekten illustreras på figuren ovan. För övrigt hänvisar jag till årets verksamhetsberättelse och till föredrag senare i dag, där delar av BeFos projekt om injektering och beständighet hos bultar presenteras.

Inom G2000-programmet är som jag nämnde i inledningen en stor mängd projekt i full gång och om jag i dag koncentrerar mig på bergmekaniken så vill jag nämna det större modelleringsprojektet som drivs vid Högskolan i Luleå i samverkan med LKAB och går under namnet Oscar efter det aktuella brytningsområdet i Kiruna, där man prövar en storskalig skivpallteknik. Rapporter från såväl brytningsförsöket som den bergmekaniska modelleringen hoppas vi få vid nästa års bergmekanikdag.

Det pågår också en stor insats knuten till direkta observationer och uppföljningar i tre gruvor, Kristineberg, Laisvall och Zinkgruvan, med syftet att bättre förstå brottmekanismer och förstärkningars verkan, i första hand bultförstärkning. I det projektet är personal från KTH och Högskolan i Luleå och från Boliden och Vieille Montagne engagerade. Nästa års BM-dag kommer rimligen att innehålla ett stort antal gruvorienterade projekt, som likafullt kommer att vara av stort intresse för anläggarkretsen.

Ett annat projekt inom G2000 som kommit ganska långt och som tycks lovande ligger inom det FoU-område som vi kallar malmkännedom, dvs teknik för att bestämma halter och geometri hos malmkroppar i planerings- och tillredningsstadiet. Projektet drivs av Håkan Schunnesson vid Avd för bergmaskinteknik vid Högskolan i Luleå.

Arbetet går ut på att utnyttja så mycket som möjligt av den information som går att få ut under själva borrningen genom att man registrerar flera parametrar än enbart borrsjunkningen och sedan gör en sammanvägning som kan ge uppgifter om bergkvalitet och järnhalter.

Från högskolevärlden - med bergmekanisk anknytning - vill jag ta upp ett par saker.

Avdelningen för bergmekanik i Luleå har under det gångna året levererat inte mindre än fyra nya doktorer och en licentiat! En av dem får vi höra i eftermiddag - nämligen Eva Hakami. Kan också nämna att Bengt Leijon, numera hos SGAB, har en aktiv roll som samordnare av bergmekaniken i G2000.

Luleå och KTH har som regel en viss dominans vid våra bergmekanik-dagar, därför är det roligt att kunna berätta att CTH har fått en förstärkt roll på det här området i och med att man bildat en bergteknisk grupp kring professor Ulf Lindblom vid Geoteknikinstitutionen. Inriktningen är i första hand bergmekaniska studier knutna till naturgaslagring.

Till sist vill jag berätta att vi har en glädjande god anslutning till årets dag: vi är drygt 280 anmälda mot 220-230 de senaste åren. Jag tar det gärna som ett tecken på att vi har komponerat ett intresseväckande program och hoppas att dagens föredrag skall kunna motsvara högt ställda förväntningar.

BERGSPÄNNINGAR

Rock stress and stress measurements

Inledare:
Avdelningschef Jüri Martna, Vattenfall

INLEDNING

Mina damer och herrar!

Denna session kommer att handla om bergspänningar. Det har skett en enorm utveckling på detta område under de drygt 30 år som har förflutit sedan Nils Hast började att mäta dessa spänningar.

Man har uppfunnit och förfinat olika mätmetoder, ett stort antal mätvärden föreligger från olika delar av världen och man har kommit en bit på vägen beträffande tolkningen av spänningsbilden i jordskorpan. Glädjande nog har man även i praktiken i ökad grad börjat använda bergspänningsmätningar som hjälpmedel vid konstruktion och byggande av berganläggningar.

Den 10 oktober förra året hölls vid NTH i Trondheim en "Workshop on Nordic Rock Stress Data", organiserad av Arne Myrvang, Ove Stephansson och Pekka Särkkä, och med ett 30-tal deltagare. Den gav en ganska bra överblick över vad som håller på att ske på detta område i Norden och även annorstädes. Jag tänkte ge här några glimtar.

Mätvärden håller på att sammanställas i kartor. Om dessa regionala förhållanden talade Birgit Müller från Karlsruhe, Arne Myrvang och Ove Stephansson, som ävenledes kommer att beröra frågan här.

Feng (från Kina) och Särkkä berörde interpolering av spänningsvärden mellan olika mätpunkter. En första början till något som kommer, för på något sätt måste man ju fylla utrymmet mellan mätpunkterna.

Det har tidigare observerats (Vattenfall i Forsmark, Stephansson i Lavia) att spänningsförhållanden i ett borrhål kan vara tämligen konstanta i en viss sträcka för att sedan plötsligt ändras. Nu visade Bjarnason liknande förhållanden även i Oskarshamn. Vattenfalls nya datasond visades på film, detta kommer även att ske här i dag.

Det är utomordentligt viktigt att mätmetoderna utvecklas och granskas, så att de blir helt pålitliga. Det är ju meningslöst att utföra mätningar som man sedan inte tror på. Rolf Christiansson kommer i dag att tala om en sådan kritisk granskning.

Närmaste timmens program innehåller två föredrag och en filmvisning. Vi tar först de bägge föredragen och sedan diskussionen. Därefter presenterar jag Vattenfalls datasond och sedan visas filmen vid två monitors i foajén i samband med kaffepausen. Där finns det också möjlighet att ställa frågor till Kjell Ingevald och Lars Strindell, vilka visar filmen och har väsentligen bidragit till utvecklingen av denna sond.

Härmed lämnar jag ordet till Ove Stephansson.

BERGUTFALL I DJUPA BORRHÅL OCH GLOBALA BERGSPÄNNINGAR

Borehole breakouts in deep wells and global rock stresses

Prof Ove Stephansson och Tekn Lic Christer Ljunggren,
Avdelningen för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå

1 INTRODUCTION

Det har länge varit känt att borrhål som befinner sig i eller utsätts för höga bergspänningar deformeras och får en elliptisk form och att detta - i många fall - åtföljs av bergutfall i borrhålsväggarna. Inom bergmekaniken har det lika länge varit känt att utfallen orsakas av att bergartens drag- och skjuvhållfasthet överskrids i det område av borrhålsväggen som sammanfaller med riktningen på minsta huvudspänningen. Bergutfallen kallas "borehole breakouts" på engelska och de har under senare år kommit att få en stor betydelse när det gäller möjligheterna att borra mycket djupa borrhål i jordskorpan - både på kontinenterna och i oceanområdena. Vidare är bergutfallen av mycket stor betydelse inom olje- och gasutvinningen, särskilt 'offshore', där man idag gör kvastformade snett utåtriktade borrhål från produktionsplattformerna. Här är riktningen och lutningen på borrhålen i förhållande till bergspänningar avgörande för borrhålsstabiliteten, sandproduktionen, m m. Slutligen har bergutfallen visat sig vara säkra indikatorer på de horisontella bergspänningarnas riktning och i viss mån deras magnitud.

Data om bergutfall, och indirekt bergspänningarnas orientering, har ökat förståelsen om tektoniken hos storskaliga strukturer, som exempelvis San Andreasförkastningen i USA och det globala spänningstillståndet i våra plattor. Den bild av de globala bergspänningarna som nu håller på att växa fram genom det internationella samarbetet inom 'World Stress Map Project' bedöms också ha stor betydelse för de tekniska tillämpningarna inom gruv- och berganläggningsindustrin.

I denna framställning behandlas kortfattat indikatorer på och metoder att bestämma globala bergspänningar. En av dessa är bergutfall i borrhål och här redovisas några resultat från djupborrningarna i Gravberg. Sedan mer än tre år tillbaka sker ett nordiskt samarbete med att samla utförda bergspänningsmätningar i Fennoskandia (Finland, Norge och Sverige) i en databas kallad Fennoscandian Rock Stress Data Base, FRSDb. Informationen från de nordiska mätningarna håller som bäst på att införas i den världsomspännande databasen inom ramen för World Stress Map Projektet. I bidraget redovisas och diskuteras några resultat från detta arbete.

Resultaten som redovisas i denna artikel kommer från pågående forskning som finansieras med stöd från Naturvetenskapliga Forskningsrådet, Styrelsen för Teknisk Utveckling, och Dala Djupgas KB.

2 INDIKATORER PÅ GLOBALA BERGSPÄNNINGAR

Det finns idag en lång rad bevis för att de tre huvudspänningsriktningarna i jordskorpan sammanfaller med horisontal- och vertikalplanen. Detta föreslogs redan på 1950-talet av den engelske strukturgeologen E. M Anderson [1] i hans klassiska arbete om förkastningstektonik. I Figur 1 redovisas de tre olika förkastningar som uppkommer till följd av rådande bergspänningar. Förutsatt att förkastningarna är av ungt datum ger en strukturgeologisk analys av ett berggrundsområde en anvisning om spänningarnas orientering. Precisionen i dessa analyser har kunnat ökas betydligt genom att analysera glidrepor, harnesk och andra indikatorer på rörelse längs förkastningsplanen, [2]. Genom att bestämma translationsriktningarna (slip vector) för ett stort antal förkastningsytor inom ett område kan största förskjutningsriktningen och bergspänningarnas riktning fastställas.

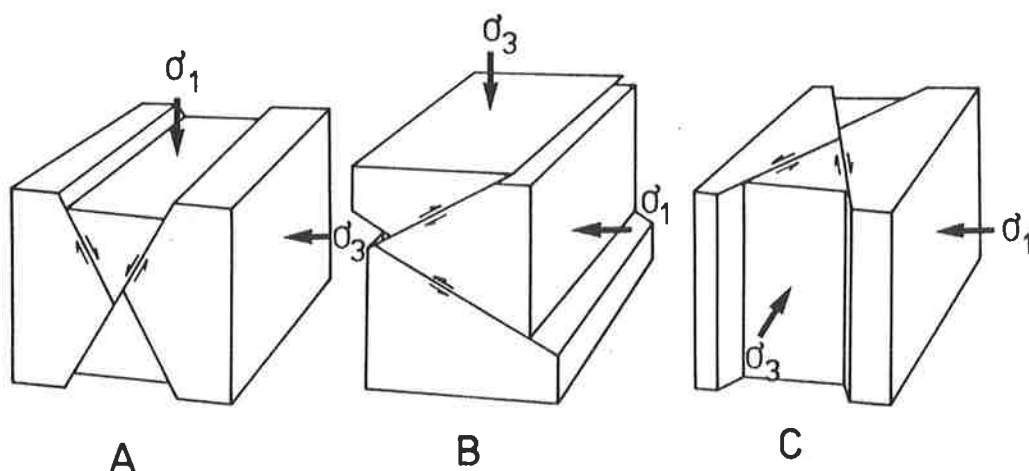


Fig 1 Klassificering av förkastningar med hänsyn till rådande bergspänningar enligt Anderson [1]. A, normalförkastning, B, reversförkastning, C) transversalförkastning.

Classification of faults with respect to principal rock stresses. After Anderson [1]. A, normal fault, B, thrust fault, and C, strike-slip fault.

Idag räknar vi med att det finns fyra kategorier av geofysiska, geologiska och bergmekaniska data som kan nyttjas som tillförlitliga indikatorer på orientering av horisontella bergspänningar

- fokalplansmekanismer hos jordskalv
- spänningsinducerade bergutfall i borrhål
- bergspänningsmätningar in-situ
- neotektonik och vulkanism

Dessa indikatorer är rankade med hänsyn till noggrannhet och tillförlitlighet hos metoderna. Inom World Stress Map projektet kommer alla fyra metoderna till användning men informationen ges en kvalitet enligt fyra klasser, A-D, där varje klass anger inom vilka felgränser som orienteringarna på spänningsfältet varierar

A: $\pm 10-15^\circ$

B: $\pm 15-20^\circ$

C: $\pm 25^\circ$

D: övriga

Fokalplansmekanismer hos jordskalv bygger på antagandet att skalven utlöses längs befintliga förkastningar och där den ankommande kompressionsvågens amplitud vid en seismograf anger om det är en drag- eller tryckspänning som alstrat den elastiska vågen, [3]. Genom användning av moderna digitala seismiska stationer och ett relativt tätt stationsnät har det varit möjligt att få mycket stora datamängder med hög precision inom områden med skalv med en magnitud större än $M = 4.5$ på Richterskalan.

Neotektonik och vulkanism har den lägsta rankingen av informationen om det globala spänningsfältet och det har sin naturliga förklaring i de stora spridningar som fås från fältinformationen om gångars orientering, vulkancentras utsträckning, unga förkastningar, etc.

3 BERGUTFALL I BORRHÅL

I enlighet med elasticitetsteorin och Kirch's ekvationer om tvådimensionella spänningstillstånd kring ett borrhål kommer den största tangentiella spänningen vid hålranden att uppträda i riktningen för minsta huvudspänningen S_H , Fig 2. Utfallen från borrhålsväggen kommer att ske i området där tangentialspänningarna är störst och brottmekanismen är uppsprickning genom spjälkning, skjuvning eller ren dragning enligt något av nedanstående brottkriteria

$$\text{tryckbrott medelst spjälkning: } S_H \geq Q + l S_h \quad (1)$$

$$\text{skjuvning: } S_H \geq k Q + n S_h \quad (2)$$

$$\text{dragning: } S_h \leq T \quad (3)$$

där, S_H = största huvudspänningen

S_h = minsta huvudspänningen

Q = kompressionsspänning vid begynnande spjälkning

T = draghållfastheten

k, l, n = konstanter

Bergutfallet börjar ofta med att tunna chipsliknande bitar faller ur borrhålsväggen, till största delen orsakade av spjälkning. Om bergspänningarna är tillräckligt stora och/eller bergartens hållfasthet är låg fortplantar sig brottet inåt - nu mest som form av skjuvbrott - och längst in i brottet når spänningarna högsta beloppen och berget krossas. Sluttillståndet blir en geometri med runt intakt borrhål i riktning av största huvudspänningen och djupa utfall, s k 'hundöron' i riktning av minsta spänningen, Fig 3. Med hjälp av utfallsvinkeln, θ , och djupet på utfallet, d , fås en kvalitativ uppskattning på bergspänningarnas magnitud och förhållandet mellan största och minsta huvudspänningen. Idag utvecklas s k 'damage mechanics models' vid LuTH med målsättningen att förklara utfallens initiering, propagering och slutliga geometri.

Det intressanta är att tvärsnittet på ett borrhål med utfall hela tiden strävar efter att anta en slutlig form som leder till stabilitet. Vidare har man funnit [4] att utfallets geometri beror på hur belastningen ökar kring ett borrhål. De största utfallen fås när belastningen sker momentant som vid bormning. Slutligen kan utfallen vara tidsberoende vilket sammanhänger med bergartens krypegenskaper.

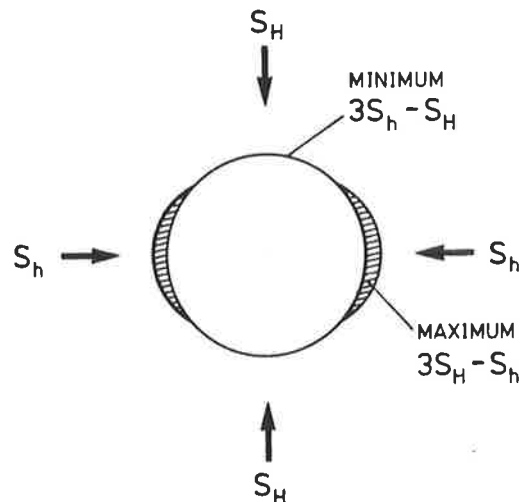


Fig 2 Spänningstillståndet kring ett vertikalt borrhål som påverkas av största och minsta huvudspänningen i horisontalplanet, S_H och S_h . Minimala och maximala tangentialspänningarna vid hålranden samt området för bergutfall visas.

State of stress around a vertical borehole subjected to unequal horizontal stresses S_H and S_h . Areas of minimum and maximum stress and breakout location is shown.

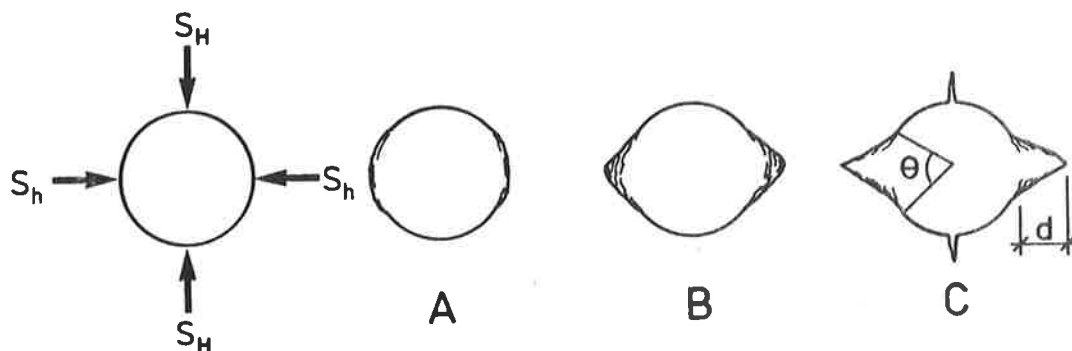


Fig 3 Några olika stadier av borrhålsutfall. A, spjälkbrott, B, skjuvbrott, C) skjuvbrott med typiska 'hundöron' och dragbrott orienterat parallellt med största huvudspänningen.

Different stages of borehole breakouts. A, splitting, B, shear failure, and C, combination shear failure with typical 'dog ears' and tensile failure in the azimuth of maximum principal stress S_H .

4 BERGUTFALL I DJUPBORRHÅLET I GRAVBERG

Borrhålet i Gravberg har loggats med en lång rad olika geofysiska instrument, bl a en fyrarmad kaliper med tillhörande orienteringsinstrument. Vid loggningen förutsätts att två motstående armar följer urgröpningarna som bildats av bergutfallen och att orienteringsinstrumentet fastställer borrhålets stupning och azimuthen för bergutfallen.

Utfallen började inträffa vid ett djup på ca 1500 m och behöll sig sedan konstant ner till ca 4800 m. Omfattande utfall inträffade kring djupet 5000 m. Efter cementering av borrhålet och förnyade bormingar och loggningar från 4500 m visade det sig att utfallen fortsatte. Det maximala utfallet, $C_{\max}$, uttryckt i procent av borkronans radie, R , som funktion av vertikala borrhålets djup redovisas i Fig 4. Så länge som borrhålet är någorlunda vertikalt går det också att bestämma riktningen på största och minsta huvudspänningen. En särskild analysteknik har utvecklats för detta vid Universitetet i Karlsruhe och deras utvärdering gav medelriktningen $S_H = N109^\circ E$ med en standardavvikelse på $S_H = \pm 16^\circ$.

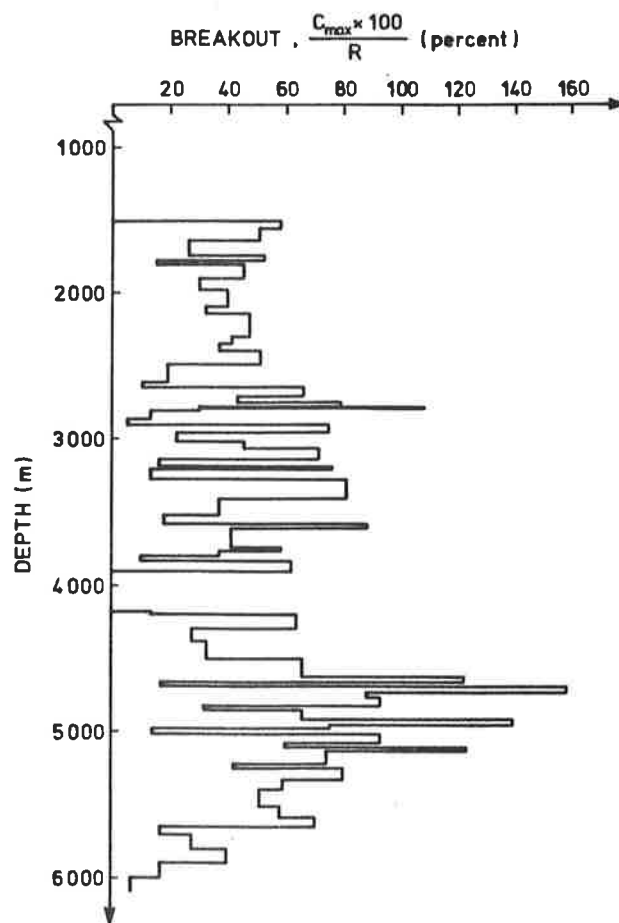


Fig 4 Bergutfallet som funktion av djupet i djupborrhålet Gravberg nr 1. Avsnitt med ungefärligt konstant utfall visas. $C_{\max}$ är maximala utfallet och R är borkronans radie.

Breakouts versus depth for Gravberg No. 1 deep well, central Sweden. Sections with constant breakout are shown. $C_{\max}$ is the maximum breakout and R is the diameter of the drill bit.

Loggningsresultaten från Gravberg 1 har också gett det mycket uppseendeväckande resultatet att bergutfallen minskade inom de avsnitt där andra geofysiska loggar indikerade närvaron av svaghetszoner. En analys med MUDEC av en sprucken bergmassas spänningstillstånd och stabilitet visar att de tangentiella tryckspänningarna i hålväggen blir betydligt mindre för fallet med sprucken bergmassa jämfört med situationen för intakt berg, [5]. Genom att modellera spänningstillståndet kring bergutfall i intakt, elastiskt berg och tillämpa brottvillkoren enligt ekvationerna (1)-(3) så har det varit möjligt att fastställa när utfallen skall inträffa, se Fig 5. Med de antagna bergspänningarna och deras variation med djupet enligt

$$S_v = z \cdot \rho \cdot g \quad (4)$$

$$S_H/S_v = 0.98 + 250/z \quad (5)$$

$$S_h/S_v = 0.65 + 150/z \quad (6)$$

där spänningarna uttrycks i MPa och djupet i meter fås att bergutfallen skall börja inträffa vid 1500-2000 m djup. Detta är i god överensstämmelse med uppmätta utfall i Gravberg.

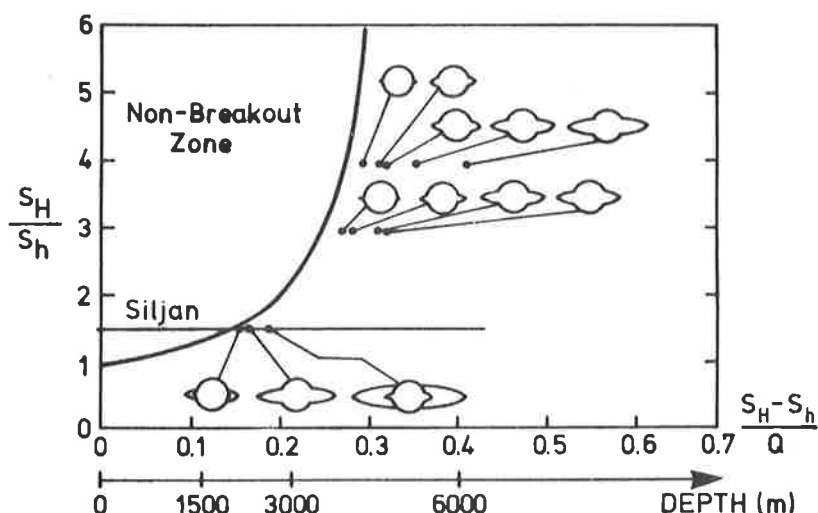


Fig 5 Simulerade stabila bergutfall för olika berghållfastheter $(S_H - S_h)/Q$ och förhållanden på bergspänningarna. Notera initiering av utfall för borrhålet i Gravberg vid ett djup omkring 1500 m.

Simulated stable breakouts for different field stress and strength. Notice the onset of breakouts at a depth of 1500 m.

Enda sättet att bemästra bergutfallen i borrhål är att använda en tung borrhätska som genom sin tyngd utövar ett radiellt tryck mot borrhålsväggen. Stödet som detta tryck utövar förhindrar eller mildrar utfallen. Det finns dock alltid en risk för att, om borrhätskans densitet blir för stor, att det alstrade vätsketrycket orsakar en spräckning av borrhålsväggen på samma sätt som vid hydraulisk spräckning för stimulering eller för bergspänningsmätning. Situationen illustreras i Fig 6 för fallet med ett lutande borrhål.

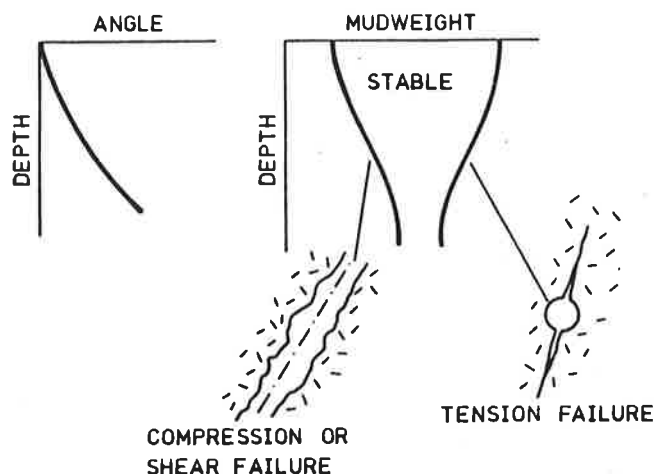


Fig 6 Principerna för brott i borrhålsväggen hos ett lutande borrhål som funktion av olika densitet på borrhvatskan. Området mellan de bägge heldragna linjerna i högra figuren anger det stabila borrhålet utan utfall och spräckningar.

Failure modes as a function of mud weight for a deviated borehole. Low mud weight causes splitting or shear failure and high mud weight generates a hydrofracture.

Med ledning av antagna bergspänningar enligt ekvationerna (4)-(6) och resultaten från triaxiella berghållfasthetstester har beräknats och lämnats en rekommendation på maximal vikt på borrhvatskan som kan användas vid bormningarna, Tabell 1.

Tabell 1 Borrhvatskans vikt för stabilt borrhål i Gravberg.
Mud weights for stable borehole at Gravberg.

Depth [m]	Inclination [°]	Mud weights (kg/dm ³)		Safe range
		Compressive failure	Tensile failure	
1489	3.5	0.97	2.03	1.06
3698	1.0	1.28	1.80	0.52
5019	20.0	1.35	1.79	0.44
5900	40.0	1.35	2.08	0.73
7500	40.0	1.39	2.06	0.67
7500	20.0	1.42	1.72	0.30

Notera att densitetsområdet på borrhvatskan som krävs för ett stabilt borrhål minskar vid ökat borrhjup och minskad borrhåls-lutning. Vid tidpunkten för denna rapportering, januari 1989, sker bormningarna på vertikala djupet 6900 m vid 25° borrhålslutning i riktning N22°E och med en oljebaserad borrhvatska med densiteten 1.48 kg/dm³.

5 GLOBALA BERGSPÄNNINGSKARTAN

En global bergspänningskarta håller nu på att växa fram inom ramen för det internationella samarbetsprojektet World Stress Map. Vid årsskiftet 1988/89 innehåller databasen 3256 poster av vilka 2831 har kvalitetsgraden A, B och C. Trots svårigheterna att reproducera den visas här bergspänningskartan, Fig 7. Här ser vi att de flesta data finns i Amerika, Europa, Kina och från områden med stor seismisk aktivitet. Längden på strecken som visar största horisontella huvudspänningens riktning är proportionella mot kvaliteten på data. Alla data med kvalitet D har utelämnats och för USA redovisas bara A och B. Cirka 50 % av alla data kommer från fokalplansmekanismer, 31 % från borrhålsutfall och bara 9 % från in-situ bestämningar. På kartan, Fig 7, visas också de absoluta hastighetstrajektorierna för plattornas rörelse på jordytan.

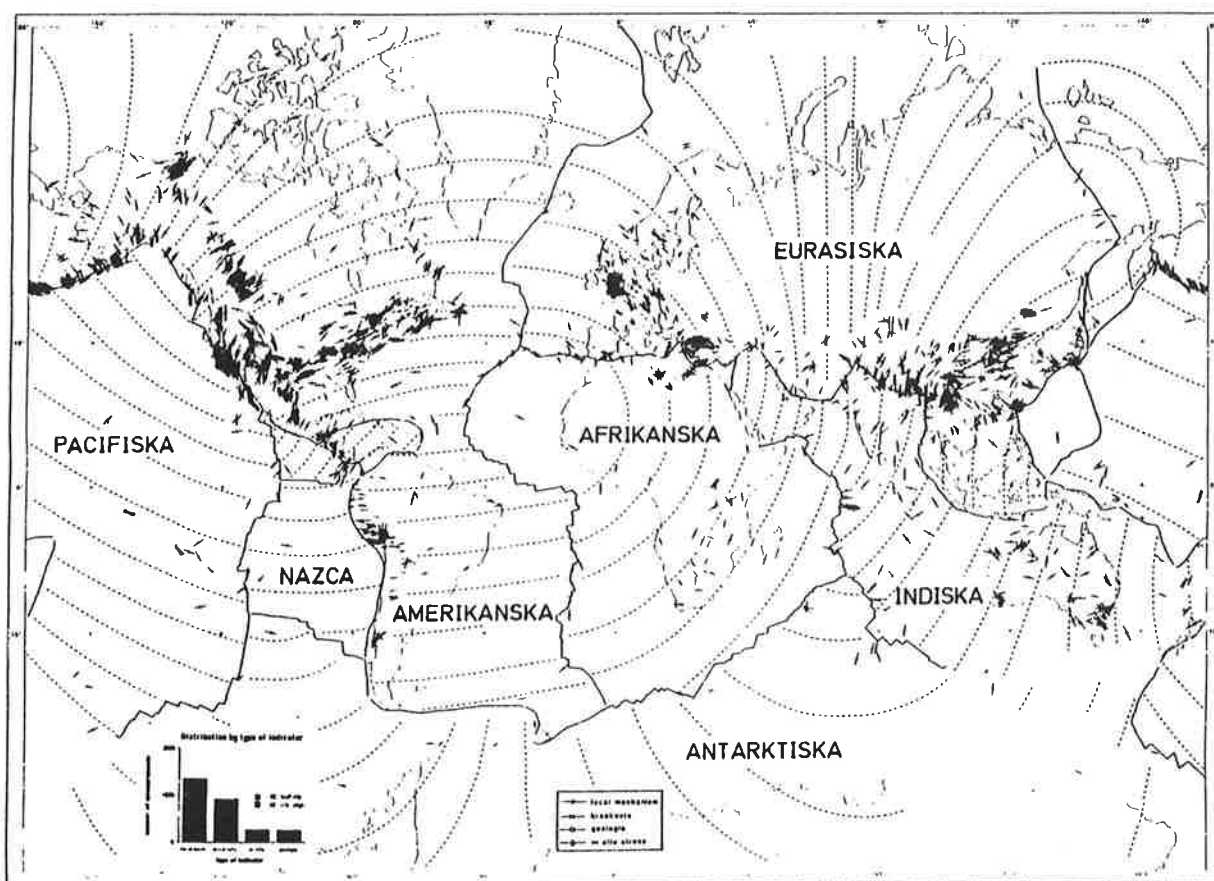


Fig 7 Globala bergspänningskartan. Maximala horisontella kompressionsspänningen visas där längden på strecket är proportionellt mot kvalitén på data. De streckade linjerna anger trajektorierna för plattornas rörelse. Efter [6].

World Stress Map. Maximum horizontal compressive stress orientations are plotted. Length of lines are proportional to quality. Plate velocity trajectories are shown as dashed lines. After [6].

Ur kartbilden erhålls följande viktiga information:

- a) Spänningsregimerna inne i plattorna är i huvudsak kompressiva (thrust, strike-slip)
- b) De flesta områden med spänning $S_V > S_H$ sammanfaller med höglänta områden, exempelvis västra Kordilleran i USA, Östafrika, Tibet och Anderna
- c) Det finns stora områden med uniforma tryckspänningar, exempelvis östra USA och Västeuropa
- d) Riktningarna på maximala huvudspänningen, S_H , sammanfaller inom stora områden med absoluta hastighetstrajektorierna hos plattorna, se exempelvis nordöstra USA, Afrika och Europa

För en utförligare diskussion om de globala bergspänningarna och möjliga orsaker till dessa hänvisas till [6].

När det gäller spänningstrajektorierna i Europa så visar resultaten på det stora hela en god överensstämmelse mellan absoluta hastighetstrajektorierna hos den Eurasiska plattan från gränsen vid Mitt-atlantiska ryggen till den Afro-Europeiska kollisionen längs Alperna. Idag kan vi urskilja tre olika regimer:

- Alperna-Medelhavsområdet, NW-SE till N-S kompression
- Västeuropa, NW-SE kompression, homogent
- Skandinavien, E-W i Nordsjön, oregelbunden kompressionsriktning i övrigt

Orienteringen av S_H för Europa redovisas i Fig 8 och de tre spänningsregimerna kan lätt urskiljas. Det bör dock poängteras att ytterligare datainsamling och bearbetning återstår innan bilden blir fullständig, bl a saknas data från Östeuropa.

Svenska data för databasen om världsspänningarna har extraherats ur den Fennoskandiska databasen FRSDb, [7]. I databasen ingår spänningarna från in-situ-mätningar och bara data som uppfyller kraven enligt världsdatasens kriterier visas i Fig 9. Här kan vi notera en betydligt större spridning i riktningarna jämfört med resultaten från fokalplansmekanismerna. Förklaringen till den kraftiga avvikelserna i riktningarna mellan Centraleuropa och Fennoskandia samt avvikelserna mellan ytliga och djupa spänningsdata i Fennoskandia anser vi idag beror på den tjockare jordskorpan här jämfört med övriga delar av Europa. Situationen illustreras i Fig 10 där också några av de viktigaste faktorerna som inverkar på bergspänningarna redovisas.

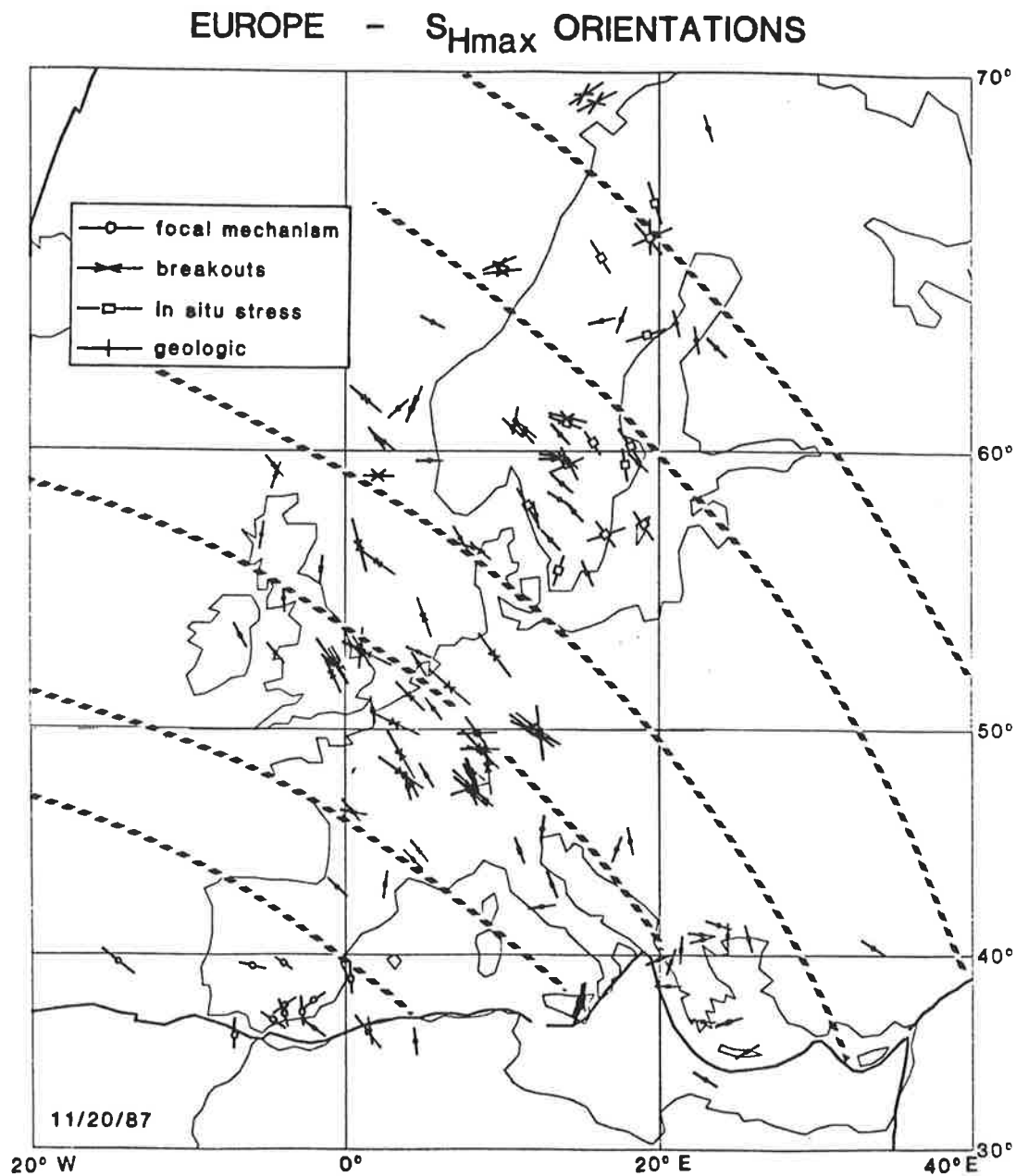


Fig 8 Bergspänningskartan över Europa. Notera den goda överensstämmelsen mellan orienteringen på maximala horisontal-spänningen och hastighetstrajektorierna för plattornas rörelse. Frånsett fokalplansmekanismerna så uppvisar Skandinavien en stor spridning i data.

European stress map and plate velocity trajectories.

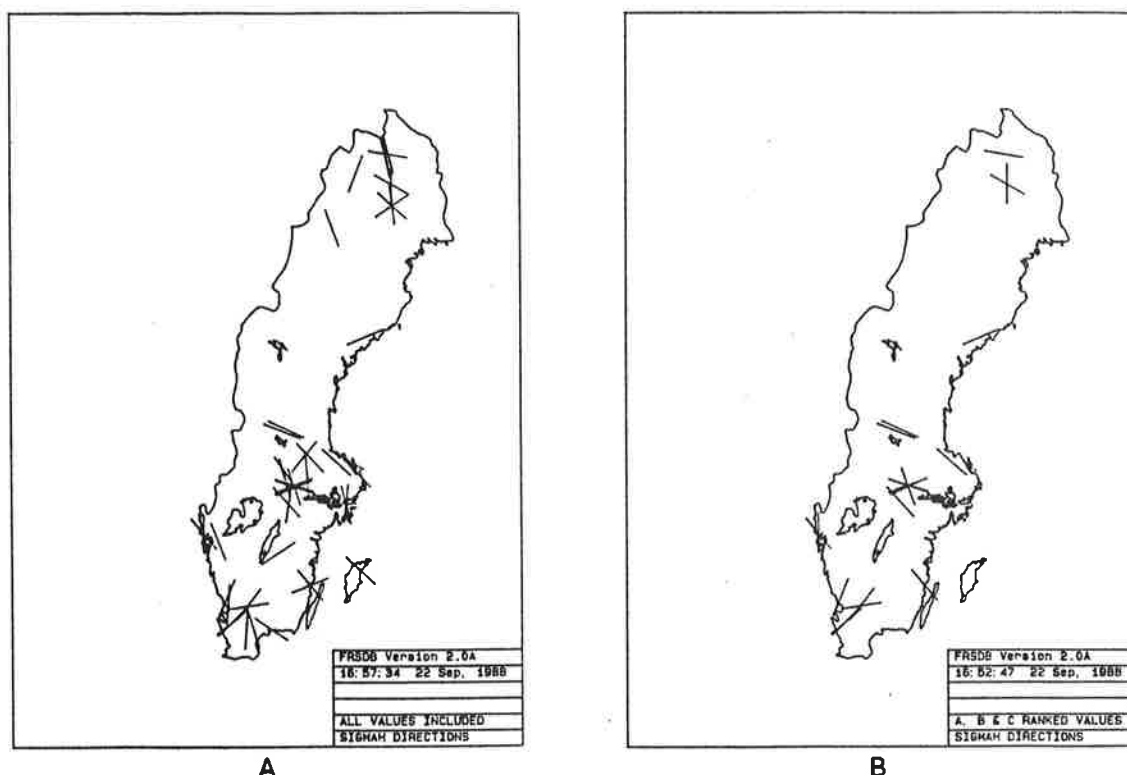


Fig 9 Orientering av största horisontella bergspänningen i Sverige. Data extraherade ur databasen FRSDB för bergspänningar i Fennoskandia. A, samtliga data, B, data som uppfyller kvalitetskraven A, B och C för världsdatabasen.

Direction of maximum horizontal stress in Sweden. Data extracted from FRSDB data base [7]. A, all data included, B, data with ranking A, B and C.

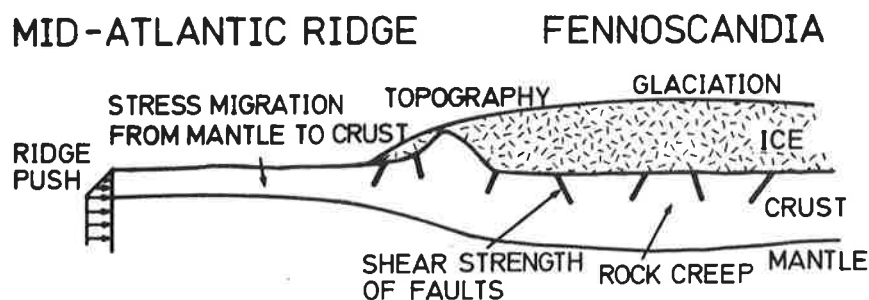


Fig 10 Tvärprofil av jordskorpan och jordmanteln från Mitt-atlantiska ryggen till Fennoskandia. Avvikelserna i bergspänningar antas bero på den tjocka jordskorpan i Fennoskandia jämfört med omgivningen.

Cross-section of crust and upper mantle from the Mid-Atlantic Ridge to Fennoscandia. The scatter in stresses are due to the larger crustal thickness in Fennoscandia.

6 TILLÄMPNINGAR AV GLOBALA BERGSPÄNNINGAR

Den globala spänningssituationen så som den nu växer fram inom ramen för World Stress Map projektet har direkt betydelse för förståelsen av de spänningar som verkar i plattorna och seismiciteten som blir en följd av att spänningarna överskrider bergets och förkastningarnas hållfasthet.

Som ett exempel på hur databasen, och främst informationen från bergutfall i oljebrunnarna i Kalifornien, har nyttjats illustreras av spänningarna kring San Andreasförkastningen, se Fig 11. Här finner vi hur spänningarna vrider sig successivt när vi närmar oss förkastningen för att sedan korsa den under nära rät vinkel. En slutsats som man kan dra av detta är att förkastningen är mjuk och saknar förmåga att överföra skjuvspänningar.

Data om de globala bergspänningarna och särskilt resultaten från in-situ-mätningarna är av allra största betydelse för gruv- och berganläggningsindustrin - nationellt och internationellt. Informationen om varje enskild post i den världsomspännande databasen kommer att finnas tillgänglig på avdelningen för bergmekanik i Luleå dit intresserade kan vända sig.

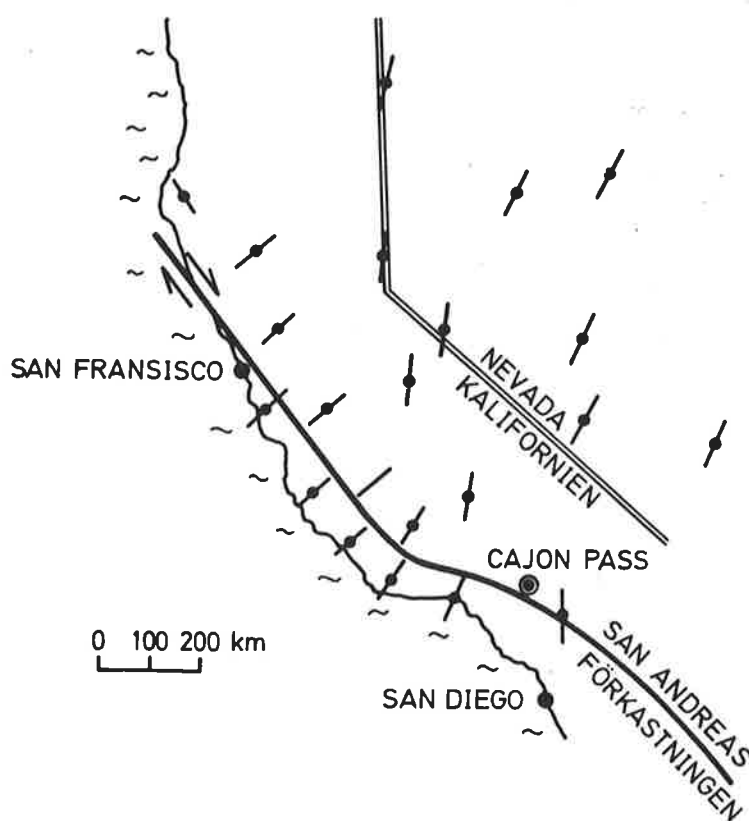


Fig 11 Största horisontella huvudspänningens riktningsändring i närheten av San Andreasförkastningen i Kalifornien. Efter [9].

Direction of maximum horizontal stress in the vicinity of the San Andreas fault, California. Modified after [9].

REFERENSER

- [1] Anderson, E.M. 1951. The dynamics of faulting and dyke formation with applications to Britain. Oliver & Boyd, Edinburgh, 206 sid.
- [2] Angelier, J. 1984. Tectonic analysis of fault slip data sets. *Journal of Geophysical Research*, 89, No. B7, 5835-5848.
- [3] Slunga, R. 1988. The Baltic earthquakes and crustal stresses. *Tectonophysics*. (Abstract)
- [4] Ewy, R.T., Cook, N.G.W. and Myer, L.M. 1988. Hollow cylinder tests for studying fracture around underground openings. *Proc. 29th U.S. Symp. on Rock Mechanics*, Minneapolis, Minnesota, 67-73.
- [5] Stephansson, O., Bjarnason, B. och Savilahti, T. 1988. Rock mechanics of the Gravberg well No. 1. Sector Report to Deep Gas Research Project. Dala Djupgas KB, Centek, Luleå University of Technology, Feb. 1988, 87 sid.
- [6] Zoback M-L., Stephansson, O., et al. 1989. Global patterns of intraplate stress: A status report on the World Stress Map Project of the International Lithosphere Program. Manuscript submitted to *Nature*, Nov. 03, 1988.
- [7] Stephansson, O., Särkkä, P. and Myrvang, A. 1986. State of stress in Fennoscandia. In: O. Stephansson (ed.) *Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stockholm, Sept. 1-3, 1986. Centek Publishers, Luleå, 21-32.
- [8] Stephansson, O., Ljunggren, C. and Lanru, J. 1988. Stress measurements and tectonic implications for Fennoscandia. Manuscript submitted to *Tectonophysics*.
- [9] Zoback, M., Zoback, M-L., Mount, V., Suppe, et al. 1987. New evidence on the state of stress of the San Andreas Fault system. *Science*, 238, 1105-1111.

SUMMARY

It is well-known that boreholes subjected to large rock stresses deform and if the stresses are high enough it results in borehole breakouts. The breakouts are of outmost importance for the oil and gas production and other technical disciplines. In recent years they have also become valuable as indicators of virgin rock stresses.

Severe borehole breakouts have been observed in the deep well at Gravberg below 1500 m. Results from theoretical and numerical analysis are presented about the onset of breakouts, the optimum mud weight to obtain a stable borehole and the prediction of mud-weight for deepest part of the borehole.

The goal of the World Stress Map Project of the International Lithosphere Program is to compile a data base on the orientation of rock stresses from the globe. The data base currently contains over 3200 entries and data from the Fennoscandian Rock Stress Data Base are included as well.

Analysis of the World Stress Map data indicate that most intra-plate regions are characterized by compression. Intraplate extension is limited to very high altitude areas in the world. For most plates the direction of maximum horizontal stress coincide with the direction of absolute plate movement.

BERGSPÄNNINGSMÄTNING GENOM ÖVERBORRNING

Fördelar och begränsningar

Overcoring, Options and limitations

Rolf Christiansson, Kraftbyggarna Byggnadsteknik AB, Ludvika

1 INLEDNING

Genom gravitation och tektoniska processer finns inbyggda spänningar i jordskorpan. Kunskap om bergets in-situ spänningar har större eller mindre betydelse för:

- projektering av undermarksanläggningar
- gruvplanering
- tunnelldrivning/underjordsbrytning
- produktion ur oljekällor

samt

- geologisk forskning

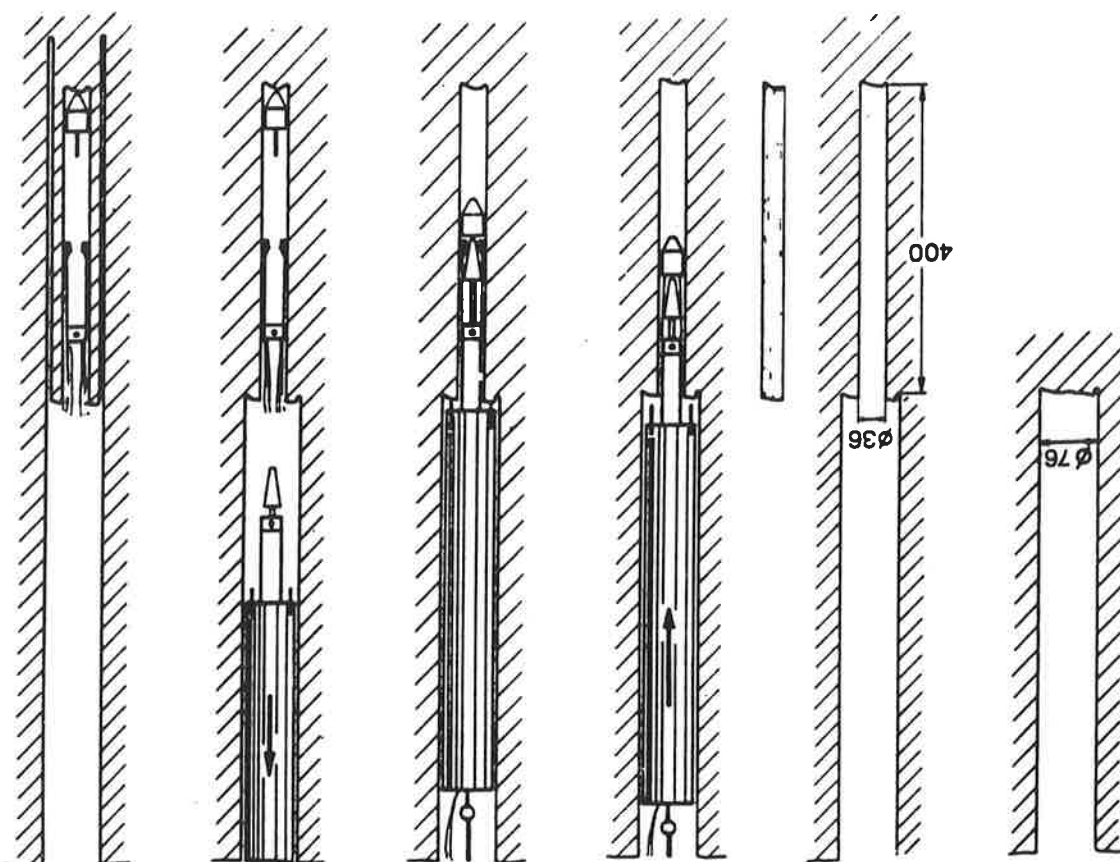
Sverige var genom professor Hast banbrytande i mätning av bergspänningar på 1950-talet. Olje-, gruv- och i viss mån anläggningsindustrierna har sedan dess drivit utvecklingen av mätmetoder i flera länder. Kärnkraftindustrin har genom sin forskning kring slutförvar av radioaktivt avfall ytterligare bidragit till att vidareutveckla mätmetoder och förståelsen för resultatens användbarhet. Sverige ligger fortfarande långt framme internationellt inom bergspänningsmätning, främst genom utvecklingsarbete vid Högskolan i Luleå och vid Vattenfall.

Det finns två principer för mätning av bergets in-situ spänning:

- hydraulisk uppspräckning
- överborrningsmetoder

Vid hydraulisk uppspräckning används högt vattentryck för att i en avgränsad sektion spräcka berg. Ofta utförs en andra tryck-ökningscykel för att erhålla det tryck som åter öppnar den skapade sprickan. Vid utvärdering av mätresultat beräknas normalt de två spänningskomponenterna vinkelrätt mot borrhålets längdaxel.

Vid sk överborrning appliceras en mätcell - oftast uppbyggd av trådtöjningsgivare - i ett borrhål med liten diameter. Därefter överborras med en grövre borrhålsdiameter. När den cylindriska kärnan frigörs ur sitt naturliga spänningstillstånd, uppstår töjningar, som utgör mätresultat i fält.



Figur 1. Sekvenser vid bergspänningsmätning genom överbörning.

De triaxiella cellerna limmas normalt i borrhålet. Två-komponent lim av epoxityp används vanligen. Limmets egenskaper har av naturliga skäl stor inverkan på mätresultaten. Det upptäcktes vid URL i samband med omfattande överbörning under höst och vinter, att större andel lyckade bergspänningsmätningar med triaxiella celler utfördes vintertid inom samma område. Den enda faktor som varierade var utomhus-temperaturen, och följaktligen luftfuktigheten i tunneln, där limmet blandades och applicerades. Detta indikerar, att yttre faktorer såsom den miljö i vilken mätningen förberedes kan påverka mätresultatet.

Borrningen utförs med kärnborrapparat. Pilothonålet har därför förutsättning att få släta borrhållsväggar. Men i hårt kristallint berg kan pilothonålet bli för slätt. Vid URL tenderade man att i efterhand rugga upp borrhålet något, för att limmet skulle fästa bättre. Pilothonålet diskuteras vidare nedan.

Dessa töjningar används tillsammans med uppmätta mekaniska egenskaper i kärnan till att beräkna bergets in-situ spänning. Beroende på cellens konstruktion erhålls spänningskomposanterna vinkelrätt mot borrhålets axel, eller de tre huvudspänningarna. I det förra fallet erfordras tre borrhål, vinkelrätta mot varandra, för att erhålla de tre huvudspänningarna.

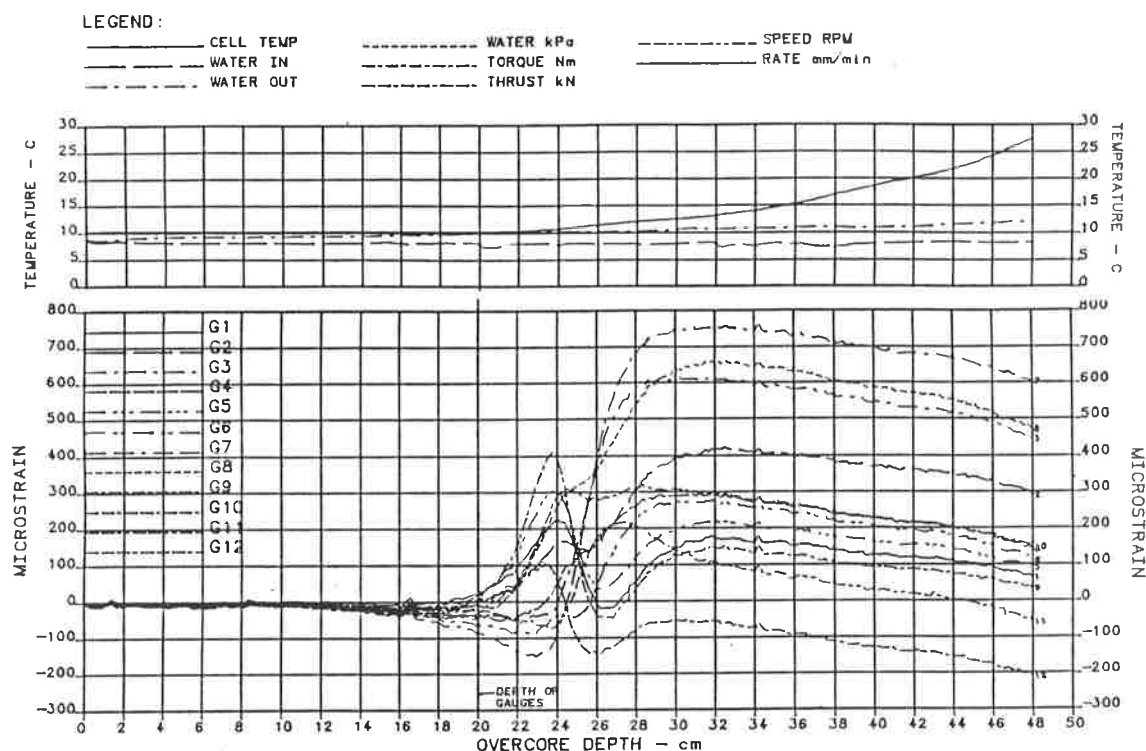
Den sk triaxiella överborrningscellen, som ger de tre huvudspänningarna från ett borrhål, har blivit alltmer använd, bland annat för att den är relativt kostnadseffektiv. Men det förekommer dock kritik mot dess tillämpning. Det främsta argumentet är, att överborrningsmetoder antar vid utvärderingen, att berget är homogent, vilket ju sällan är fallet. Dessutom antas normalt även isotropiska förhållanden. Metoder finns utvecklade för att ta hänsyn till anisotropiskt berg (Amadei and Goodman, 1982), men i praktiken är det ofta svårt att mäta upp beloppen av anisotropi i mekaniska egenskaper i borrhålskärnor.

Denna artikel behandlar fördelar och begränsningar med överborrningsmetoder, främst användandet av triaxiella mätceller. Som underlag har utnyttjats erfarenhet från Vattenfalls mätningar, samt studier vid Underground Research Laboratory (URL) i Manitoba, Kanada. Där har ett antal mätceller jämförts (Christiansson and Martin, 1988). Dessutom är spänningsnivåerna mycket höga. Omfattande studier har bedrivits för att fastställa tillförlitlighet och begränsningar med överborrningsmetoden.

Inför den följande redogörelsen om mätnoggrannhet, är det viktigt att påpeka att mätresultaten främst används i numerisk modellering. Andra ingångsparametrar är ofta ännu mindre kända. Som exempel räcker det med att peka på svårigheten att skala om laboratorievärden på bergartsprovets elasticitets- och hållfasthetsdata till motsvarande värden för bergmassan. Tyvärr får man ibland känslan av att redovisad kunskap om bergmassans egenskaper har övervikt mot den parameter som är lättast att mäta, nämligen in-situ spänningen.

2 MÄTFÖRFARANDE

Mätcellen appliceras i ett pilothål borrarat i centrum av ett grövre borrhål. Vissa celler, speciellt de äldre typerna, monterade i botten av pilothålet före överborrning. Det vanligaste är dock att pilothålet är ca 40 - 50 cm djupt, och mätcellen placeras mitt i detta. En typisk sekvens visas i figur 1.



Figur 2. Exempel från URL på registrering av töjningar och borraringsparametrar vid överborrning. I denna test påverkades töjningarna av hög temperatur mot slutet av överborrningen.

Överborrningen utförs när limmet härdat. Borraringsförloppet kräver omtanke. För hög matningskraft och rotationshastighet kan orsaka vibrationer som starkt påverkar limningen. Men framförallt alstras värme, som påverkar töjningsgivarna. Därför fordras även ordentligt borrarvattenflöde. Vid URL var mätcellerna utrustade med temperaturgivare. Dessutom hade man ett speciellt kylvattensystem för överborrningen. Man fann, att redan en temperaturökning på 2 °C påverkade resultaten. I genomsnitt minskade den beräknade största huvudspänningen med 0.6 MPa/°C. Ett exempel på en komplett registrering av töjningar och borrelaterade parametrar visas i figur 2.

Töjningar orsakade av kärnans frigörande ur dess spänningsfält bör kunna registreras kontinuerligt under överborrningen för att lätt kunna identifiera om till exempel några töjningsgivare släpper. Detta registreras normalt via kabel, vilket begränsar möjliga borrhjup. Vattenfalls nya mätutrustning utgör undantag, eftersom töjningsförändringarna registreras med en datalagringsenhet i borrhålet. Utrustningen är konstruerad för att klara upp till 700 m djup.

Med de utrustningar som saknar möjlighet för kontinuerlig registrering under överborrningen, kan man ändå oftast identifiera misslyckade resultat i samband med utvärdering-

en, eftersom man normalt utför minst 2-3 mätningar på samma nivå. Skillnaden är, att man måste genomföra hela borrhålets utvärderingsprocessen, och med säkerhet inte alltid vet vad som gick fel.

Överborrningsdiametern varierar. Viss skillnad i praxis föreligger mellan olika länder. De flesta triaxiella mätceller fordrar 38 mm pilothål, men använd överborrningsdiameter varierar från 78 mm till 150 mm (avser borrhålets diameter). Detta diskuteras nedan.

3 MEKANISK PROVNING AV ÖVERBORRADE KÄRNOR

För att kunna beräkna in-situ spänningen erfordras kunskap om berget E-modul och dess tvärkontraktionstal. Dessa parametrar bestäms vanligen på den överborrade kärnan genom biaxiell belastning. Den överborrade triaxiella cellen kan därvid användas för att registrera de töjningar som orsakas av det radiella trycket mot kärnan i biaxialcellen. Alternativt - eller som komplement - kan nya trådtöjningsgivare användas vid laboratorieprovningen.

Maximal belastning i biaxialcellen brukar begränsas till ett tryck i nivå med största huvudspänningen in-situ.

Erfarenhetsvärden för aktuell bergart kan många gånger utnyttjas vid beräkning av huvudspänningarna, utan alltför stora fel. Men den biaxiella belastningen av kärnan är en viktig kvalitetskontroll av triaxialcellen och berget i dess omgivning. Dessutom är marginalkostnaden för den laborativa provningen ringa jämfört med borrhning och mätning i fält, varför möjligheten att få ett mer exakt resultat ej bör prutas bort.

I visa fall, såsom extremt homogent berg eller markant anisotropiskt berg, utnyttjas resultaten av en begränsad mekanisk provning vid utvärdering av flera överborrningsmätningar. I det senare fallet är det oftast mycket svårt att få fram beloppen av anisotropi i mekaniska egenskaper vid biaxiell provning, varför man är hänvisad till andra laboratoriemetoder, t ex triaxiell belastning av kärnor eller preparerade kuber av berget.

4 BERÄKNING AV HUVUDSPÄNNINGARNA

Beräkning av huvudspänningarna från töjningar uppmätta med triaxiell cell baseras på teori lanserad av Leeman and Haynes (1966). Därför blir normalt resultaten lika, oavsett vilken triaxiell cell som används.

De mätceller som registrerar spänningskomposanterna vinkelrätt mot borrhålet finns i några olika konstruktioner, och har därmed olika utvärderingsprinciper. Men beräkning av de tre huvudspänningarna baserat på resultat från tre ortogonala borrhål löses lika; spänningsmatrisen löses med minsta kvadrat metoden.

5 FAKTORER SOM PÅVERKAR ÖVERBORRNINGSRISULTAT

Vid URL finns en unik databas med överborrningsresultat. Till våren 1988 fanns ca 700 överborrningar, varav ca 65 % med triaxiella celler. Drygt 100 triaxialmätningar fanns från 240 m nivån, huvudsakligen i fullkomligt sprickfri granit. Vissa av dessa mätningar utfördes enbart för att jämföra olika mätceller, samt för att finna metodens begränsningar i det höga in-situ spänningsfält som råder där (Christiansson and Martin, 1988). Största huvudspänningen överskrider oftast 30 MPa på 240 m djup.

De faktorer som påverkar mätresultaten har sammanfattats (Christiansson, Martin and Kroll, i tryck). Det visades att mätresultaten påverkas av:

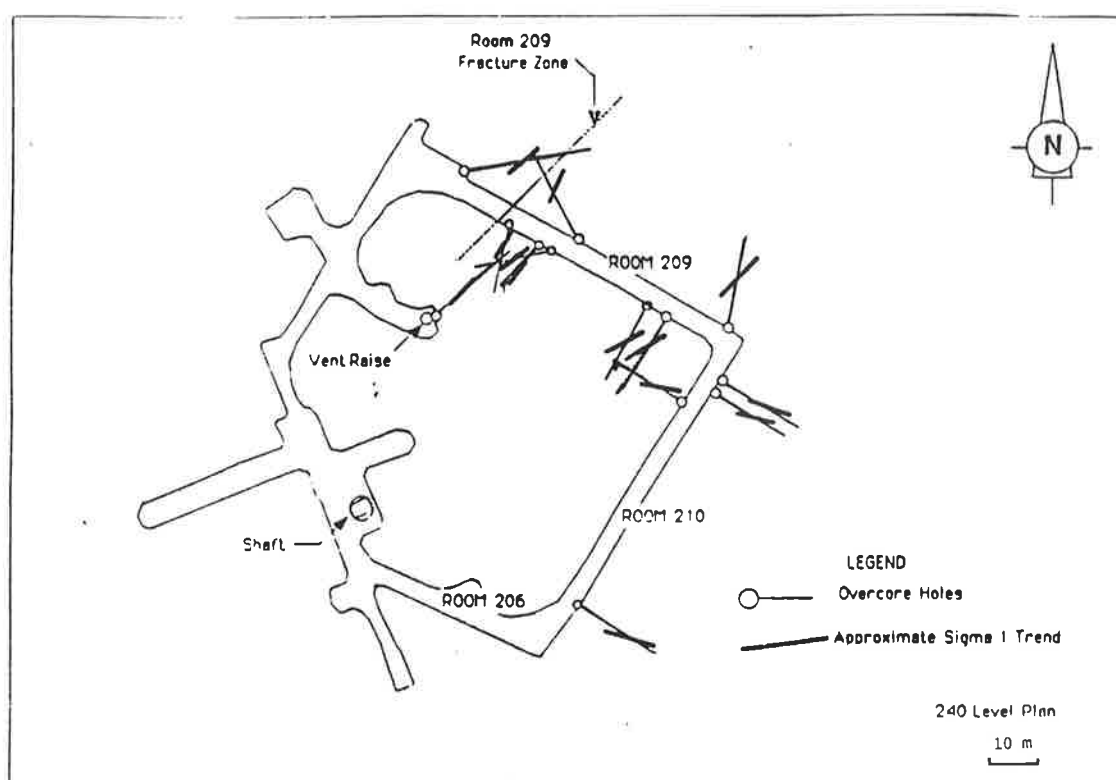
- dominerande mineralkorns storlek
- geologiska strukturer i liten skala
- den storskaliga geologin
- graden av mikrosprickor (porositet) i berget
- borrhålets orientering
- pilotborrhålets borrning
- epoxilimmet
- genererad temperatur vid överborrning
- påkänningar vid överborrningen

Dessa faktorer behandlas nedan. Borrhål där överborrning utförts visas i figur 3.

5.1 Borrning av pilothålet

De flesta överborrningar vid URL utfördes i horisontella borrhål av praktiska skäl. Speciellt vid borrning vinkelrätt mot största huvudspänningen utsattes borrhålet för stora tangentiella spänningar i vissa delar. Dessa orsakade en skadezon i form av mikrosprickor i mineralkorn. De töjningsgivare som limmades över dessa skadezoner kunde uppvisa stor variation i mätdata mellan närliggande mätningar.

Eftersom mätcellen alltid placerades lika i borrhålet, var det möjligt att jämföra individuella töjningsgivare från tester i samma eller parallella borrhål. Variation i uppmätta töjningar från en viss placering av töjningsgivare kunde uppgå till över 50% av medelvärdet från samtliga givare i denna position i ett borrhål. De största variationerna observerades i de lägen där tangentialspänningen runt borrhålet var störst.



Figur 3. Borrhål där överborrning utförs på 240 m nivå vid URL, Kanada.

Table 1. Summary of overcore testing at the 240-M level

Borehole	Overcore diam (mm)	Number of CSIR tests	Objective
ORT1	96	6	Compare cells
ORT2	96	7	"
ORT3	96	6	"
OC1	96	9	Confirm stress prediction
OC2	96	14	"
PH3	96	5	Check results from OC2
OC3	96	8	Measure stresses in the vicinity of the Room 209 fracture
OC4	96	13	Measure stresses close to tunnel, confirm in- fluence of borehole plunge on ORT1-3 results
OC5	150	14	Examine influence of core size
OC6	96	10	Examine influence of borehole orientation
OC7	96	6	"
OC8	150	9	Examine influence of core size

En teoretisk betraktelse av borrhörloppet visade - precis som för tunneldrivning - att de största spänningsomlagringarna och deformationerna inträffade inom några borrhålsdiametrar från borrhönan. De observerade skadorna i mineral-skala på borrhålsväggen benämndes borrhöducerade skador.

Förekomst av borrhöducerade skador runt pilothålet påvisades genom att pilothålet borrhades med 28 mm i stället för 38 mm. Sedan rymdes pilothålet till 38 mm med en specialgjord, konisk diamanthöna. Variationen i uppmätta töjningar för de flesta givarpositioner minskade därefter signifikant, se tabell 1. I något fall var dock de borrhöducerade skadorna omöjliga att bli av med helt.

5.2 Överborrhörningsförloppet

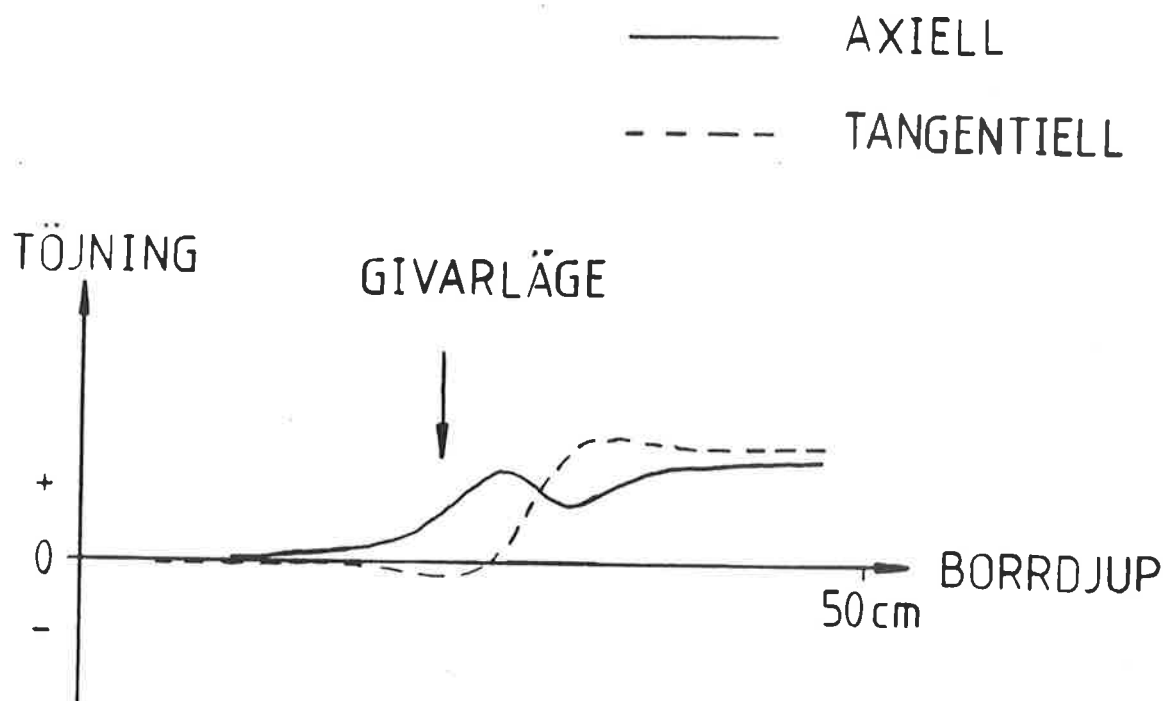
Överborrhörningen skapar åter en påkänning på berget närmast mätcellen. Genom tät registrering av töjningsförändringar vid överborrhörning, kan dessa identifieras, figur 4. Den cylindriska överborrhörade kärnan utsätts för radiell kompression kring överborrhörningshönan slityta. Denna kompression är mätbar med överborrhörningscellen inom ca en överborrhörningsdiameter framför, och ca en halv överborrhörningsdiameter bakom borrhönan slityta.

Kompressionen kring borrhönan orsakar en töjning i axiell riktning, bort från borrhörningen. Denna töjning är möjlig att identifiera inom ca en borrhålsdiameter bakom borrhönan slityta.

Det bör påpekas, att de i figur 4 återgivna töjningarna inte är den sanna töjningen på borrhålsväggen i en punkt, utan registrerad med töjningsgivare som täcker en yta av ca 4*10 mm. Först vid slutet av överborrhörningen har den totala töjningen orsakat av frigörande av kärnan ur in-situ förhållanden erhållits. I det område av figuren där de största förändringarna sker, är töjningar från borrhörpåkänning och frigörande av kärnan överlagrade.

Tredimensionell FEM beräkningar har påbörjats vid URL för att närmare studera borrhörningens inverkan på överborrhörningsresultaten.

Det förefaller troligt, att den aktuella in-situ spänningens belopp påverkar graden av skador som kan uppkomma på den överborrhörade kärnan, och därmed införa borrhöducerade, icke elastiska töjningar. Ett extremt exempel är s k core discing, dvs kärnan spricker tvärs av i tunna skivor. Brottytorna är ofta svagt välvda. Tension och/eller skjuvning är möjliga brottorsaker. Vid URL var core discing inte ovanligt, även i solida kärnor.



Figur 4. Radiell och axiell töjning vid överborrning, registrerad med trådtöjningsgivare.

En möjlighet att minska graden av borrhålsinducerade skador i borrhålskärnan, åtminstone inne vid pilothålet, bedömdes vara att använda en större överborrningsdiameter. Praxis i Nordamerika är 150 mm. Man hade tidigare visat vid URL, att 96 mm överborrningsdiameter kunde ge lika tillförlitliga överborrningsresultat (Lang et. al., 1986), men i en del av anläggningen med mindre extrema spänningsnivåer.

Parallellt med två 96 mm borrhål för överborrning, orienterade vinkelrätt och parallellt med största huvudspänningen, utfördes överborrning i 150 mm borrhål. Endast de borrhål i liten vinkel till största huvudspänningen gav realistiska resultat. Borrhålets orientering i ett extremt högt spänningsfält diskuteras vidare nedan. Även om det grövre borrhålet gav något stabilare resultat mellan mätpunkter i samma borrhål, lyckades man inte få rättvisande resultat i 150 mm borrhål parallellt med det 96 mm borrhål som gav

felaktiga resultat. Och i det par av borrhål som gav rättvisande resultat, påverkades delvis resultaten från 150 mm borrhålet av andra faktorer på ett sådant sätt, att dessa mätningar delvis klassades som sämre.

Slutsatsen av detta vid URL blev, att den klenare borrhålsdiametern för överborrning kan ge tillräcklig tillförlitlighet, så länge metodens begränsningar i övrigt inte är passerade. För mätningar i mindre extrema spänningsnivåer torde även överborrning med 78 mm krona, som är praxis i t ex Sverige, kunna ge tillräcklig mätnoggrannhet.

5.3 Limmets egenskaper

Limmets känslighet för luftfuktighet vid dess blandande har berörts ovan. Dessutom påverkas mätningen i viss mån av hur tjockt limskikt som appliceras.

Så fort man har blandat limmet, påbörjas dess härdningsprocess. Tiden mellan att limmet blandats, och till dess man är inne på mätnivå och kan fästa mätcellen i pilothålet är därför en begränsande faktor för bl a mätdjup. Om limmet delvis härdat när cellen monteras i borrhålet, kan den helt eller delvis släppa i samband med överborrning eller biaxiell provning.

En annan princip att applicera limmet på töjningsgivarna är utvecklad av CSIRO (hollow inclusion cell). Limmets två komponenter finns i två behållare i cellen. När den ska fästas, trycks den ihop så, att limmets delar rinner ut, blandas och (förhoppningsvis) helt omsluter mätcellen. Därvid uppstår en epoxicylinder mellan berg och mätcell. Denna epoxicylinder lär vara utsatt för stora skjuvspänningar i samband med överborrningen, jämfört med de triaxiella celler där lim endast appliceras på töjningsgivarna (Thompson et. al., 1984). CSIRO cellen provades i begränsad omfattning på 240 m nivå vid URL parallellt med deras modifierade CSIR cell under förhållanden som var för extrema för att ge relevanta resultat. Båda cellerna visade likartade resultat.

5.4 Geologins inverkan på mätresultat

5.4.1 Mineralkornens storlek

Alla bergarter är uppbyggda av olika mineral. Speciellt påtagligt är detta i kristallin berggrund. De olika mineralkornen är mer eller mindre homogena. Fältspat utgör ett exempel på ett inhomogent mineral. Dess spaltplan utgör svaghetsskikt i mineral-kornet.

En överborrningscell med sina tre rosetter av trådtöjningsgivare skall i denna inhomogena miljö registrera töjningar, under antagande att de uppkommer i ett homogent material. Häri ligger, som sades inledningsvis, en av de främsta invändningarna mot metoden. Hur väl fungerar då överborrningsmetoden i praktiken?

De mest systematiska jämförelserna mellan olika överborrningmetoder och även gentemot hydraulisk uppspräckning har troligen utförts vid URL. Det framgår, att de triaxiella metoderna ger väl så goda resultat som hydraulisk uppspräckning. När överborrnings möjligheter är passerade på grund av extremt höga spänningar är även resultat med hydraulisk uppspräckning svårtolkade, bl a för att de erhållna sprickorna blev flacka i vertikala hål, eller att man inte ens lyckades spräcka. De troligaste spänningarna och deras orientering har kunnat bestämmas indirekt genom bl a omfattande konvergensmätning.

Den generella slutsats som rapporterats från flera håll i världen när det gäller kornstorlekens inverkan på mätresultat, är att mätningar i grovkornigt berg är svårare. Uppfattningen om vad "grovkornigt" innebär, är dock något subjektivt. Vid URL definierades detta som att medel-kristallkornstorleken var minst halva trådtöjningsgivarnas längd, dvs minst 5 mm. Men enstaka kristaller större än någon cm kunde ha stor betydelse, om de förekom i anslutning till en rosett töjningsgivare.

Problemet med överborrning i grovkornigt berg ökar även med spänningsnivån. Problemen var påtagliga vid URL. Men t ex vid SFR, Forsmark gjordes ett antal överborrningar i en pegmatitgång utan att dessa resultat skiljde sig markant från andra mätningar i området.

5.4.2 Inverkan av mindre strukturer

Småskaliga strukturer såsom foliation eller lokala lineament av mineralkorn påverkar mätresultaten. Detta är logiskt, eftersom de ofta kan betecknas som en - möjligen lokal - anisotropi. Speciellt de relativt sett svagare strukturerna såsom lineament av mafiska mineral i kristallin berggrund, kan lokalt påverka resultaten på ett sådant sätt, att två av de beräknade huvudspänningarna tenderar att falla på samma plan som strukturen.

Det ovannämnda gäller även, om spänningsnivån är så hög, att borrhinducerade mikrosprickor kan observeras i kärnan. Det senare illustreras av figur 5.

En detaljerad kartering av den överborrade kärnan är därför att rekommendera. Karteringen bör omfatta:

- bergartsbestämning
- mineralkornstorlek och ev. förekomst av stora kristaller i anslutning till mätcellen
- förekomst av foliation, lineament eller lokal ansamling av mineralkorn, speciellt nära cellen, samt orientering
- ev. förekomst av mikrosprickor. Dessa kan ses i släpljus på torr kärna. Tillsammans kan de uppvisa distinkta orienteringar. Studera även kärnans nedre avslutning

5.4.3 Inverkan av större strukturer

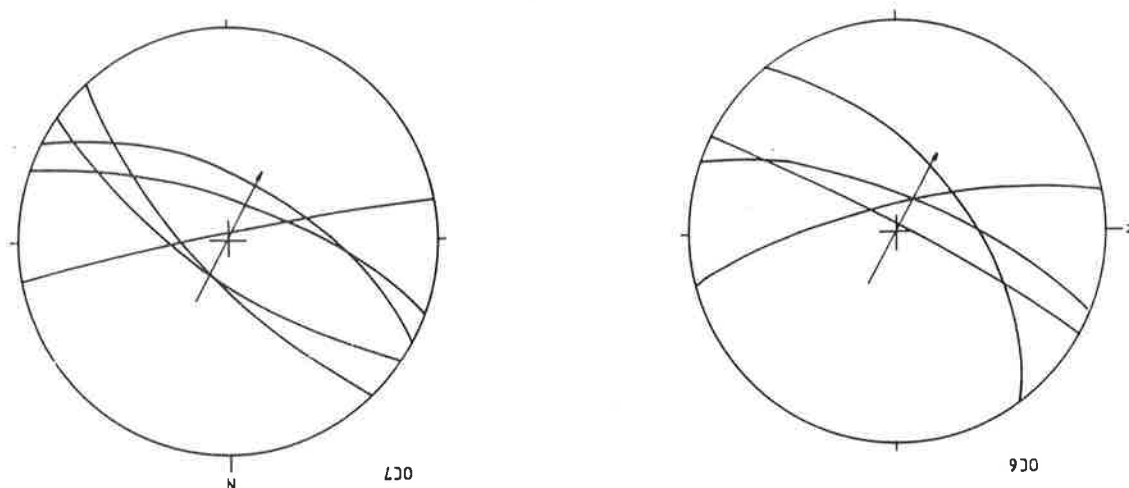
Med större strukturer avses här strukturer stora i förhållande till den överborrade kärnan. Detta innefattar således de naturliga spricksystemen, veckning, svaghetszoner och i vissa fall även bergartsgränser inklusive gångbergarter (som ju är gammalt sprickfyllnadsmaterial, om dock intrusivt).

Det är vanligt i kristallint berg, att planet genom största horisontella huvudspänningen och den minsta huvudspänningen (den vertikala) faller nära den dominanta sprickgruppen. Men i närheten av en svaghetszon i annan orientering kan denna influera spänningarnas orientering mer.

I samband med hydraulisk uppspräckning i sprucket berg är det vanligt att dominant sprickgrupp har stor inverkan på den uppmätta orienteringen av den skapade sprickan, och därmed den orientering man anser gälla för största horisontalspänningen. Detta har även observerats gälla i många resultat från överborrning, se t ex Carlsson and Christiansson, 1987. Men det finns exempel t ex från URL (Lang et. al., 1986) där resultat från hydraulisk uppspräckning användes för att orientera ett rektangulärt schakt parallellt med den dominanta sprickgruppen i ytligt berg. Deformationsmätning i samband med schaktsänkning och omfattande överborrning efteråt visade, att den först uppmätta orienteringen av största horisontalspänningen var fel med i genomsnitt ca 20° längs schaktets 255 m.

Även veck kan ha stor lokal inverkan på mätresultaten, och bedöms vara en sannolik struktur som kan ge upphov till ett lokalt av-vikande in-situ spänningsfält.

Kunskap om ett områdes geologiska förhållanden i större skala är därför många gånger värdefulla vid planering och värdering av bergspänningsmätning. Ett minimikrav torde vara, att hela den kärna som tagits i samband med överborrning karteras översiktligt med avseende på bergarter och sprickor.



Figur 5. Exempel på erhållen spänningsorientering i relation till mikrosprickor tvärs borrhärnan från två vinkelrätt borrhåle vid URL. Borrhålen penetrerar samma bergvolym. Pilen visar borrhålets riktning.

5.5 Temperaturökning i samband med överborrning

Vid dåligt kontrollerat borrhållsflöde i samband med överborrning kan i ogynnsamma fall temperaturen vid cellen öka från typiska ca 8°C på våra breddgrader till uppemot ca 20°C vid överborrnings slut. Detta värmefflöde påverkar inte berget i märkbar grad, men väl överborrningscellen. Trenden blir att uppmätta töjningar minskar med ökande temperatur, och för låga spänningar kommer därmed att erhållas. Praktiskt sett verkar det som att man kan acceptera ca 4°C innan någon märkbar påverkan på uppmätta spänningar uppstår. Det är inte någon metodik utvecklad för att på ett tillförlitligt sätt korrigera för höga temperaturökningar i samband med överborrning. Detta synes vara svårt, eftersom olika töjningsgivare i en cell kan reagera olika mycket på temperaturökning. Detta beror troligen både på variation i trådtöjningsgivarnas känslighet och anisotrop värmeledning i kristallint berg.

Det är önskvärt att den överborrade cellen är utrustad med termistor för att registrera om större temperaturökningar uppstår.

5.6 Borrhålets orientering

Hydraulisk uppspräckning utförs normalt i vertikala borrhål. Då kommer den metodens fördel i att kunna göra många mätningar till stort djup till sin rätt. Och man får reda på de två horisontal-spänningarna. Men metoden kan utföras i alla borrhål som inte är riktade uppåt. Överborrningsmetoder kan också utföras i alla borrhålsorienteringar. Men speciellt vid mätning från ett undermarksutrymme föredrar

man svagt uppåtriktade borrhål, som är självdränerande. Teorin för utvärdering av triaxiell mätcell kan lösa ut huvudspänningarnas magnitud och orientering från ett godtyckligt orienterat borrhål i in-situ spänningsfältet.

Vattenfall har varit banbrytande i att utveckla limnings-teknik för vattenfyllda borrhål. Detta har anammats av många, men över-borrning i svagt uppåtriktade borrhål är ändå det vanligaste, eftersom man lättare kan fästa mätcellen i ett dränerat borrhål.

De överborrningar som utförts av Vattenfall har till stor del gjorts i samband med förundersökningar från markytan. I de fall när man även gjort kompletterande mätning under byggtiden, finns inga indikationer för annat resultat på grund av annan borrhålsorientering. Spänningarna har varit normala för svenskt anläggningsdjup.

Vid URL såg man inte heller någon skillnad i resultat på grund av borrhålsorientering så länge mätning utfördes på de högre nivåerna med spänningsnivåer nära de vi är vana med i Skandinavien. Men under en horisontell svaghetszon på 200 m djup blev berggrunden i det närmaste osprucken, och spänningsnivåerna ökade markant (Lang et. al., 1986). Detta förhållande kvarstår mot djupet. Man kan grovt säga, att spänningsnivåerna redan på 200 m djup vid URL motsvarar vad man normalt hittar på minst ca 500 m djup i Skandinavien (jämför Stephansson et.al., 1987). Ur geologisk synpunkt torde berget redan under 200 m djup vara ungefär vad man förväntar sig på minst 8-900 m djup i Sverige (Sandstedt et. al., 1988).

Det konstaterades att spänningsmätning i dessa förhållanden vid URL ej gav tillförlitliga resultat, om största huvudspänningens magnitud översteg ca 35 Mpa, vilket endast förekom i fullständigt osprucken granit, och borrhålet samtidigt var orienterad i en större vinkel än ca 45° från största huvudspänningens riktning. Därvid uppkom icke-elastiska töjningar i kärnans längdriktning, vilket påverkade de axiella töjningarna och därmed den beräknade spänningskomponenten parallellt borrhålet. Det var främst för att försöka övervinna dessa problem, som de ovan nämnda försöken med rymning av pilothålet och 150 mm överbörningsdiameter provades.

Problemen beskrivna ovan är väl dokumenterade, bl a med mätning i två vinkelrätt orienterade borrhål som penetrerar samma bergvolym, se figur 3 ovan.

De borrhål som gav tämligen rättvisande orientering och magnitud för största huvudspänningen gav ändå systematiskt för höga magnetuder i samtliga huvudspänningar. Detta identifierades med studier beskrivna i nästa kapitel. De bästa mätresultaten gav 3-5 Mpa för höga spänningar. Försöken att exkludera de bedömt sämsta mätningarna av de acceptabla, gav vid beräkning av medelvärde för huvudspänningarna mycket realistiska orienteringar ur geologisk synpunkt (Martin, Christiansson and Kroll, in prep.).

Sammanfattningsvis kan sägas, att endast i samband med extremt höga spänningar kan borrhålets orientering påverka resultaten från triaxiella spänningsmätningar. Om detta förväntas, bör om möjligt berspänningsmätning utföras i två vinkelrätt orienterade borrhål, helst inom samma bergvolym.

6 METODER FÖR ATT IDENTIFIERA FELAKTIGA RESULTAT

6.1 Geologi

Den första och enklaste kontrollpunkten är att ställa mätresultat i relation till geologin i olika skala. Föreslagna karteringsinsatser finns angivna ovan.

För att se om ett avvikande mätresultat kan vara influerad av en lokal geologisk struktur, plottas lämpligen erhållna spännings-orienteringar i ett polpunktsdiagram tillsammans med strukturens storcirkel. Om ett plan genom två av huvudspänningarna faller nära strukturen, är det stor möjlighet att denna har inverkat på mätresultatet.

En kunskapsuppbyggnad om vilka strukturer som kan ha mest lokal inverkan på lokala spänningsorienteringar rekommenderas, t ex inom ramen för Fennoscandian Rock Stress Data Base.

6.2 Studie av töjningar

Studier av erhållna töjningar vid överborrning är den kvalitets-kontroll av mätningen som ligger närmast källan.

De mätningar som utnyttjar en utrustning som orienterar cellen konsekvent lika i alla mätpunkter i ett borrhål, möjliggör statistisk analys av enskilda töjningsgivarpositioner. Om detta inte är fallet, kan åtminstone de axiella töjningarna jämföras inom en mätning, och mot närliggande mätningar. Teoretiskt ska nämligen de axiella töjningarna vara lika i en mätpunkt.

De statistiska analyser som föreslås är av enkel karaktär. Medel-värde och procentuell avvikelse från detta visar spridning i töjningsdata. Semivariogram visar variation mellan mätpunkter. Detta kan naturligtvis också åskådliggöras genom att plotta töjningar mot djupet för varje givare - om den har samma placering i borrhålet som givare i en annan mätning. Värdet av dessa åtgärder ligger främst i att få en överblick över utförda töjningsmätningar, att jämföra med beräknade resultat.

I detta sammanhang påminns även om kontroll av att temperatur-ökningen inte var för stor under överborrningen.

6.3 Kontroll av mekanisk provning

Den biaxiella provningen av den överborrade kärnan ger en god kontrollmöjlighet av mätcellens funktion, om denna används för att registrera töjningsförändring i samband med

belastnings-cykeln. Om någon rosett ger avvikande resultat, kan det inte uteslutas, att denna rosett eller de mineral-korn den är limmad mot inte fungerat som avsett.

Alla trender till icke-linjär töjningsökning i samband med ökande biaxiellt tryck bör tas som en indikation på att berget inte är homogent, och undersökas närmare.

Om man i flera prov får en skillnad i beräknad E-modul från de tre rosetterna på minst ca 5 % av medelvärdet, bör man med hjälp av de överborrade kärnornas orientering kontrollera om anisotropi i mekaniska egenskaper föreligger. Den enklaste åtgärden är att för alla E-modulbestämningar (värden från de tre rosetterna i ett prov) plotta alla resultat från en mätnivå runt en cirkel som symboliserar borrhålet. Markera någon bäring, t ex upp eller norr. Avsätt rosettlägenas bäring, och dra ut en vektor som är skalenlig mot uppmätt E-modul från rosetten. Om de sålunda erhållna vektorspetsarna ser ut att kunna omslutas av en cirkel, är det sannolikt att berget är isotropt. Men om vektorspetsarna lättare omsluts av en elips, kan berget vara anisotropt. Elipsens längdaxel indikerar största E-modulens ungefärliga orientering i planet vinkelrätt mot borrhålet, vilket inte nödvändigtvis är den sanna orienteringen för största E-modulen i ett anisotropt berg.

Om tendensen för anisotropi är tydlig, bör kompletterande mekanisk provning övervägas för att utreda dess belopp och orientering. Som nämntes inledningsvis, finns programvara utvecklad för att utvärdera överborrningsresultat under anisotropiska förhållanden, och detta kan ge stor skillnad jämfört med isotropiska antaganden för ett berg som i verkligheten är anisotropt.

6.4 Parameterkontroller

Med parameterkontroller avses här förhållanden som beräknas ur erhållna resultat. Exempel på enkla parameterkontroller är att beräkna kvoten av σ_1/σ_2 eller medelvärdet av horisontal-spänningarna dividerat med vertikalspänningen. Dessa kvoter är ofta använda i litteratur om bergspänningar, och man kan därför lätt kontrollera om erhållna resultat är i nivå med vad man funnit på andra platser. Dessutom kan stor variation i dessa kvoter mellan mätpunkter indikera felaktiga mätresultat, utan att man för den skull kan se vad som är fel.

6.4.1 Skjuvspänningskvot

Kontroll av de teoretiska skjuvspänningarna och deras relationer lanserades av Carlsson and Christiansson, 1987. Skjuvspänningarna definieras enligt hållfasthetsläran:

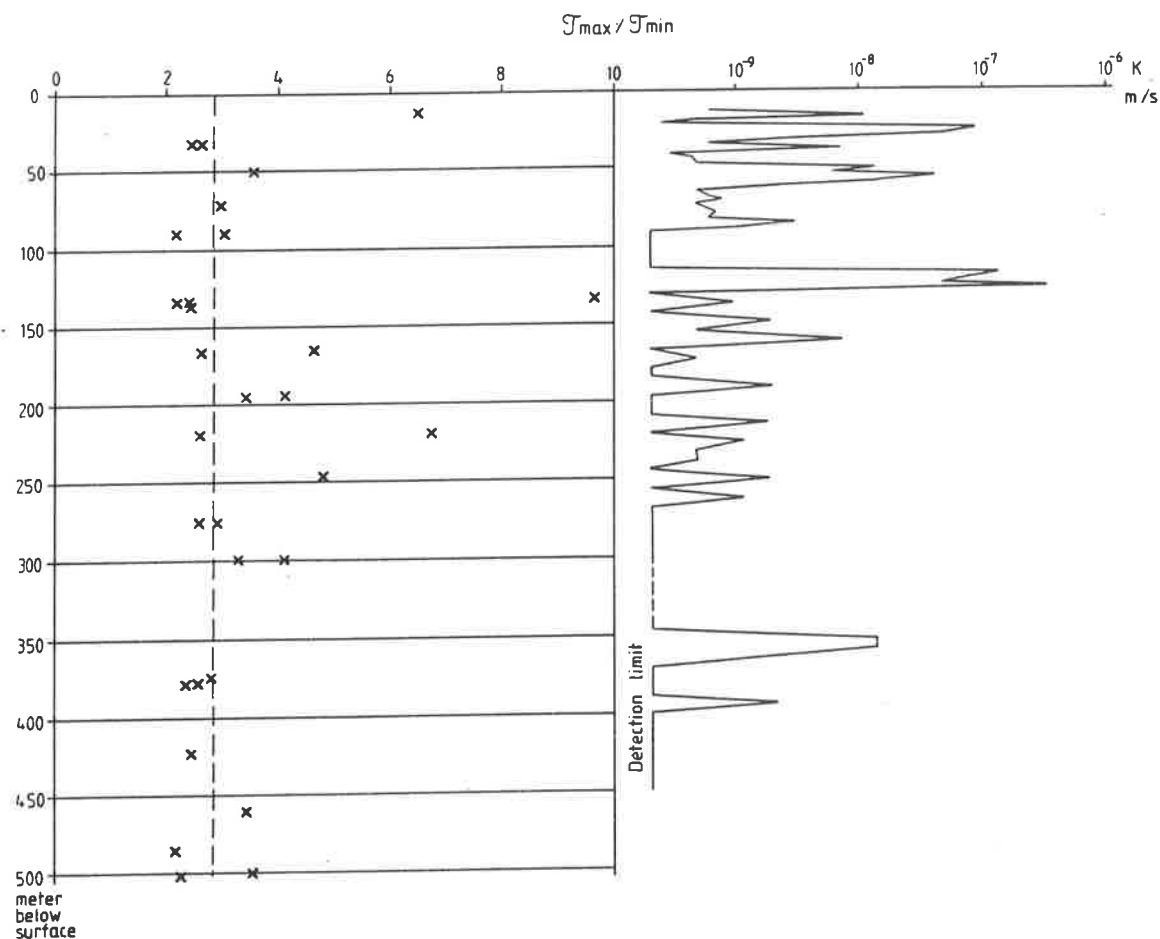
$$\epsilon_1 = 1/2 \times (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\epsilon_2 = 1/2 \times (\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$\epsilon_3 = 1/2 \times (\sigma_2 - \sigma_3)$$

Kvoten $\epsilon_{\max}/\epsilon_{\min}$ är mycket känslig för en förändring i någon av huvudspänningarna. Det visade sig, att i Forsmark var skjuvspänningskvoten korrelerbar med variation i den hydrauliska konduktiviteten med djupet, figur 6. Det ansågs, att en högre kvot illustrerade den spänningssituation som i den blockiga bergmassan bidrog till att hålla främst flacka sprickor öppna, och därigenom orsaka en högre permeabilitet.

Även i samband med smällberg i Vietas (Carlsson and Christiansson, 1987) fanns indikation för samband mellan hög smällbergsfrekvens och en hög skjuvspänningskvot.



Figur 6. Koppling mellan skjuvspänningskvot och hydraulisk konduktivitet från ett vertikalt borrhål i Forsmark. (Carlsson and Christiansson, 1987).

I samband med arbetet med bergspänningsdatabasen vid URL provades om skjuvspänningskvoten var användbar för att identifiera problem med mätdata (se ovan). Men variationerna i kvoten var mycket stora utan möjlighet att korrelera dessa till känd geologi. Det kan hypotetiskt tänkas, att de stora variationerna speglade skadegrad i kärnorna, dvs ett mått på andelen spänningsinducerade mikrosprickor, vilket ännu ej verifierats.

Trots att skjuvspänningskvoten visat sig vara korrelerbar med geologisk variation i några fall, är dess tillämpning inte helt klarlagd utan ytterligare studier.

6.4.2 Volymetrisk töjning

Volymetrisk töjning definieras enligt följande:

$$dV/V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

$$\epsilon_1 = 1/E \times (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3))$$

$$\epsilon_2 = 1/E \times (\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3))$$

$$\epsilon_3 = 1/E \times (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2))$$

De beräknade huvudspänningarna reduceras således till töjningar genom division med resultaten från mekanisk provning av kärnan. Den volymetriska töjningen blir ett jämförelsetal för de totala töjningarna vid överborrning.

Vid URL utfördes jämförande tester av två mätceller, modifierad CSIR (triaxiell) och USBM (tvådimensionell borrhålsdeformations-mätning) i tre ortogonala borrhål inom en begränsad bergvolym (Martin, Christiansson and Kroll, in prep.). Totalt utfördes 17 CSIR och 15 USBM tester. Eftersom överborrningarna var utförda i samma bergvolym och förmodligen i ett konstant spänningsfält, borde de volymetriska töjningarna ha varit likartade. Resultaten redovisas i tabell 2. Borrhålet ORT2 uppvisade de mest anomala resultaten, både i magnetuder och orienteringar. För detta borrhål beräknades också de högsta volymetriska töjningarna. När alla mätresultat med $dV/V > 0.070\%$ exkluderades, förändrades den beräknade medeltensorn enligt följande:

- huvudspänningarnas orienteringar förändrades bara någon grad
- magnetuderna i horisontalspänningarna påverkades ej
- magnetuden i vertikalspänningen reducerades från 13,9 till 6,6 MPa, vilket är nära den teoretiska vertikalspänningen, baserat på vikten av ovanliggande berg

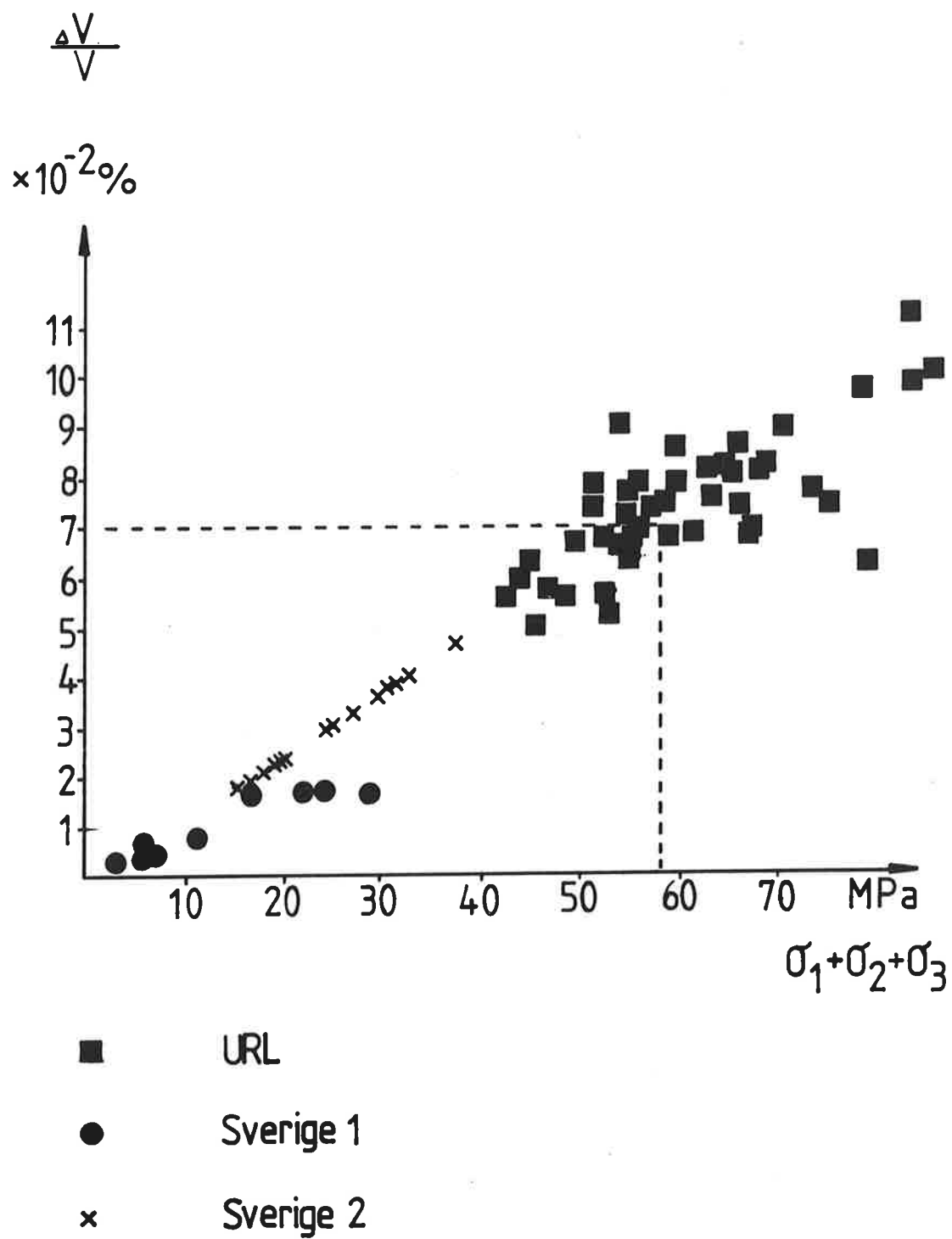
Table 2. Summary of CSIR test locations and Principal Stress magnitudes.

Depth (m)	E (GPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	δT (°C)	$\Delta V/V$ (%)	Comments
ORT1							
10.77	*	28.7	15.4	3.5	1.2	0.057	Failure in data logger
12.44							
12.79	41.3	31.4	15.1	5.4	0.3	0.073	
14.07	51.7	33.4	15.0	11.9	0.8	0.084	Cell debonded.
15.21							
16.04	50.2	30.7	15.4	10.5	4.9	0.077	
16.56	54.9	38.0	15.9	9.3	1.6	0.067	Anomalous strains
17.09	49.8				1.4		
Mean		32.3	14.3	9.4		0.071	
ORT2							
8.37	56.3	37.5	20.4	18.2	-0.6	0.073	High temperature
9.38	*	37.3	22.5	19.6	0.7	0.095	
10.87	*	31.0	16.4	14.6	2.9	0.074	
11.91	51.6				>8		
12.92	*	25.0	18.6	11.1	3.7	0.066	
14.21	*	30.1	22.6	18.5	4.4	0.085	
14.72	53.3	29.7	14.9	11.0	3.5	0.071	
Mean		31.4	18.5	16.5		0.077	
ORT3							
9.13	*	29.7	16.7	10.56	2.8	0.068	Cell debonded
9.94	50.1	29.2	17.0	12.9	0.2	0.073	
11.36	*	31.8	18.8	14.9	5.6	0.079	
12.36	58.3	34.4	19.9	13.9	3.7	0.068	
13.36							
14.38	51.8	30.3	15.3	10.0	4.4	0.071	
15.27	46.1	24.9	15.4	10.5	0	0.066	
Mean		29.8	17.2	12.3		0.071	
Note: * Indicates biaxial testing not completed and a secant Young's modulus (E) of 50 GPa was assumed.							

Inom andra delar av 240 m nivån vid URL där högre spänningar erhållits med överborrning, var också de volymetriska töjningarna högre. Dessa mätningar har bedömts som oanvändbara på grund av för höga icke-elastiska töjningar.

Som jämförelse har volymetriska töjningar beräknats från några överborrningar utförda av Vattenfall i Sverige inom djup-intervallet ca 20-60 m. De volymetriska töjningarna var 0,005 till 0,025%. Detta indikerar hur extremt spänningsfältet är vid URL, jämfört med vad vi är vana med på normalt anläggningsdjup i Sverige.

Sammanfattningsvis kan sägas, att beräkning av volymetriska töjningar vid URL gav klara indikationer för var gränserna för överborrningsmetoden gick under aktuella förhållanden.



Figur 7. Sambandet mellan volymetrisk töjning och summan av uppmätta spänningar.

Genom att omforma ekvationerna ovan finner man, att relationen mellan dV/V och $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ kan presenteras grafiskt för att visa trenden för $E/(1-2\nu)$ som en spännings - töjningskurva. Data från URL visas tillsammans med data från två platser i Sverige. Man ser en tendens för en flackare lutning för relationen $dV/V - \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ för dV/V större än ca 0,07%. Den mätning i Sverige som bildar en rät linje i diagrammet, använde ett medelvärde av mekaniska data vid beräkning av spänningarna. $E/(1-2\nu)$ är således konstant. Den andra mätningen i Sverige - med de lägsta volymetriska töjningarna - uppvisade några högre spänningsnivåer i den mittersta av tre mätnivåer. Dessa anomala resultat avviker från en tänkt rät linje genom dessa testers markering i diagrammet. Studie av basdata indikerar att i detta fall är troligen främst Poissons tal felaktigt bestämd.

En grafisk studie av de parametrar som kan härledas ur ekvationerna för volymetrisk töjning ovan synes således vara ett enkelt hjälpmedel för att identifiera mätningar som kan vara mindre lyckade av någon anledning.

7 SLUTSATSER

Den stora databasen med bergspänningsdata vid URL visar, att åtminstone i denna lokal kunde överborrningsresultat ge exaktare svar på spänningarnas orientering än hydraulisk uppsäckning.

Det existerar en gräns för överborrningsmetodens användbarhet i extremt höga spänningsfält. I den fullkomligt sprickfria graniten vid URL, 240 m nivå kan denna gräns definieras med volymetrisk töjning av överborrade kärnor större än ca 0,07%. Detta motsvarade en största huvudspänning på ca 33 MPa.

Inom områden med högsta huvudspänningens magnitud vid minst ca 80% av den magnitud som begränsar överborrningsmetoden ($>$ ca 28 MPa vid URL) märks en påverkan på mätresultat. Detta resulterade i systematiskt för höga spänningsmagnetuder, och i att orienteringarna av huvudspänningarna började påverkas av spänningsinducerade mikrosprickor i kärnorna.

Överborrning i spänningsfält som generellt kan orsaka borrhålets inducerade skador i kärnorna kan resultera i extremt höga magnetuder, och i spänningsorienteringar som kan vara påverkade av borrhålets orientering.

De krafter som verkar på kärnan i samband med borrning av pilot-hålet samt vid överborrnigen är den faktor som kan skapa skador i form av mikrosprickor i kärnan, och därmed orsaka icke-elastiska töjningar. I generell bemärkelse är således överborrningsmetodens begränsning en funktion av bergartens hållfasthet och in-situ spänningen.

Problem med överborrningsmetoden förefaller uppstå tidigare i grovkristallina bergarter än i bergarter där kristall-

storlek är liten i förhållande till cellens trådtöjningsgivare.

Kvalitetskontrollen av överborrningsresultat bör innehålla kartering av den överborrade kärnan.

Parameterkontroller, det vill säga beräkning av kvoter eller jämförelsetal ur mätresultat, kan många gånger vara värdefulla vid värdering av mätresultat.

Vid misstanke om anisotropa förhållanden i berggrunden bör dessa utredas. Beräkning av spänningarna med antagande om isotropi kan medföra stora fel.

I samband med planering av överborrning under förhållanden där höga spänningsnivåer förväntas, bör man inte förlita sig på att en triaxiell mätmetod kan ge entydiga resultat. Överborrning i minst två ortogonala borrhål rekommenderas. Om möjligt bör mät-hålen penetrera samma bergvolym.

Trots mycket extrema spänningsnivåer vid URL, som bevisligen orsakade extra, icke-elastiska töjningar i de överborrade kärnorna, och med överborrning i delvis grov-kristallint berg, lyckades överborrning med triaxiell spänningcell ge någorlunda goda resultat ända upp mot den övre begränsning som anges ovan för metoden. Med "goda resultat" avses här kunskap om berg-spänningarna i magnitud inom $\pm 10\%$ och i orientering inom $\pm 15^\circ$. Som indata till numeriska beräkningar är detta gott och väl i nivå med den noggrannhet som man idag lyckas bestämma andra parametrar med, t ex bergmassans elastiska egenskaper eller dess hållfasthets-egenskaper.

SUMMARY

The performance of in-situ stress measurements by means of overcoring is discussed in the paper. It could be summarized that the method could be influenced by micro structures within the rock, such as microcracks in especially larger mineral grains and alignments of mafic minerals.

The influence of the geology in different scales on the overcoring results are discussed. It is pointed out the importance to at least log the overcored cores with respect to lithological inhomogenities and structures. The results of the logged structures could be plotted in a stereonet together with the achieved stress orientations for an study of what structures that could influence the overcoring results.

It is described how simple parameters calculated from the achieved results could be used to on some different levels of accurancy check the relevance in overcoring results. One of the most promising parameters to use seems to be the volumetric strain.

It was found at the Underground Research Laboratory (URL) in Canada, that the overcoring results was not reliable when the volumetric strain exceeded 0.07 %. But tests with the volumetric strain just below 0.07 % (close to the limit for the method at the URL site) showed reasonable good results. It was also found, that overcoring in the highly stressed granite gave better results if the borehole for overcoring was drilled in a small angle to the main principal stress orientation. It is therefor recommended, that overcoring in highly stressed rock should be planned to be performed in two ortagonal boreholes, if possible intersecting the same volume of rock.

REFERENSER

Amadei B and Gooman R E 1982:

The influence of rock anisotropy on stress measurements by overcolring techniques. Int journal of Rock Mechanics and Mining Science Vol 15, pp 167-180.

Carlsson A and Christiansson R 1986:

Rock Stresses and Geological Structures in the Forsmark Area. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stephansson (ed.), Stockholm, pp 457-465.

Christiansson R and Martin D 1988:

The Underground Research Laboratory, Canada. Bergmekanikdaggen 1988.

Hallbjörn L 1986:

Rock Stress Measurements Påerformed by the Swedish State Power Board. In Proceedings of the Int Symp on Rock Stresses and Rock Stress Measurements. Stockholm 1986.

Hiltscher R, Martna J, Strindell L 1979:

The Measurement of Triaxial Rock Stresses in Deep Boreholes. In Proceedings of the 4. International Congress on Rock Mechanics. Montreux 1979.

Irvin R A, Garritty P and Farmer 1987:

The Effect on Boundary Yield on the Results of In-situ Stress Measurements Using Overcoring Techniques. Int J Rock Mech Min Sci February 1987, pp 89 93.

Lang P A, Thompson P M and Ng L K W 1986:

The effect of residual stress and drill holes size on the in-situ stress determined by overcoring. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm 1-3 September 1986.

Lang P A, Everitt R A, Ng L K W and Thompson P M 1986:

Horizontal in-situ stresses versus depth in the Canadian Shield at the underground research laboratory. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress measurements, Stockholm 1-3 September 1986.

Martin C D, Christiansson R and Kroll D W (in prep.):

A Comparison of the USBM and CSIR Overcore Devices in Coarse Grained Highly Stressed Granite.

Obert L and Stephenson D E 1965:
Stress Conditions under which Core Discing occurs. Soc of Mining Eng September 1965, pp 227-235.

Thompson P M, Lang P A and Snider G R 1986:
Recent improvements to in-situ stress measurements using the overcoring method. Proceedings of the 39th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, August 1986.

Thompson P M and Lang P A 1987:
Geomechanical Instrumentation Applications at the Canadian Underground Research Laboratory. Proceedings of the 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Japan, April 1987.

Vreede F A 1981:
Critical Study of the Method of Calculating Virgin Rock Stress from Measurements Results of the CSIR Triaxial Strain Cell. CSIR Report ME 1679. Series No MEG/400.
Reference: MEG/2300. Pretoria, South Africa, May 1981.

Walker J R and Martin C D 1988:
Confidence Intervals for in-situ Stress Measurements.
Submitted to the International Journal of Rock Mechanics and Mining Science.

A NEW AUTOMATIC PROBE FOR THE MEASUREMENT OF TRIAXIAL ROCK STRESSES IN DEEP BORE-HOLES

Lars Hallbjörn, Kjell Ingevald, Jüri Martna, Lars Strindell
Swedish State Power Board (Vattenfall)
S-162 87 VÄLLINGBY

1. INTRODUCTION

The development of methods and equipment for the triaxial in-situ stress measurement is since 1976 one of the fields of research carried out by the Swedish State Power Board (SSPB). The measurements have been performed with the Leeman-Hiltscher method and based on the use of strain gauges and overcoring (Hiltscher et al. 1979, Hallbjörn 1986). About 550 measurements have been made during the years 1976-1988 with a probe which - in vertical holes - is lowered by hanging in a combined measuring and carrying cable. The method has successfully been used in water-filled bore-holes down to a depth of 500 metres (Figure 1). A modified type of this probe has been used in inclined and horizontal holes.

One of the disadvantages with the above equipment is the heavy measuring and the carrying cable. Also, in practice, the time interval for reading the strain values before and after overcoring is not less than 0.5 - 2 hours. This relatively long time influences the obtained strain values with errors from temperature and creeping effects.

It is preferable to perform the measurements as close to the overcoring moment as possible. It is still better to register the strain values during the overcoring. This has now been made possible by the new computerized probe.

2. COMPUTER PROBE

The new probe (named "Borre") performs automatically the measurement of the strain and the temperature before, during and after the overcoring. The interval between measurements is arbitrary, for instance one minute. Prior to the measurements the computer of Borre is connected to an external personal computer (laptop) and will get instructions about time for the start of the measurements and the measurement intervals.

The strain and the temperature values are stored in the logger unit. No connection with ground surface is needed and overcoring is carried out with the probe left at the bottom of the bore-hole.

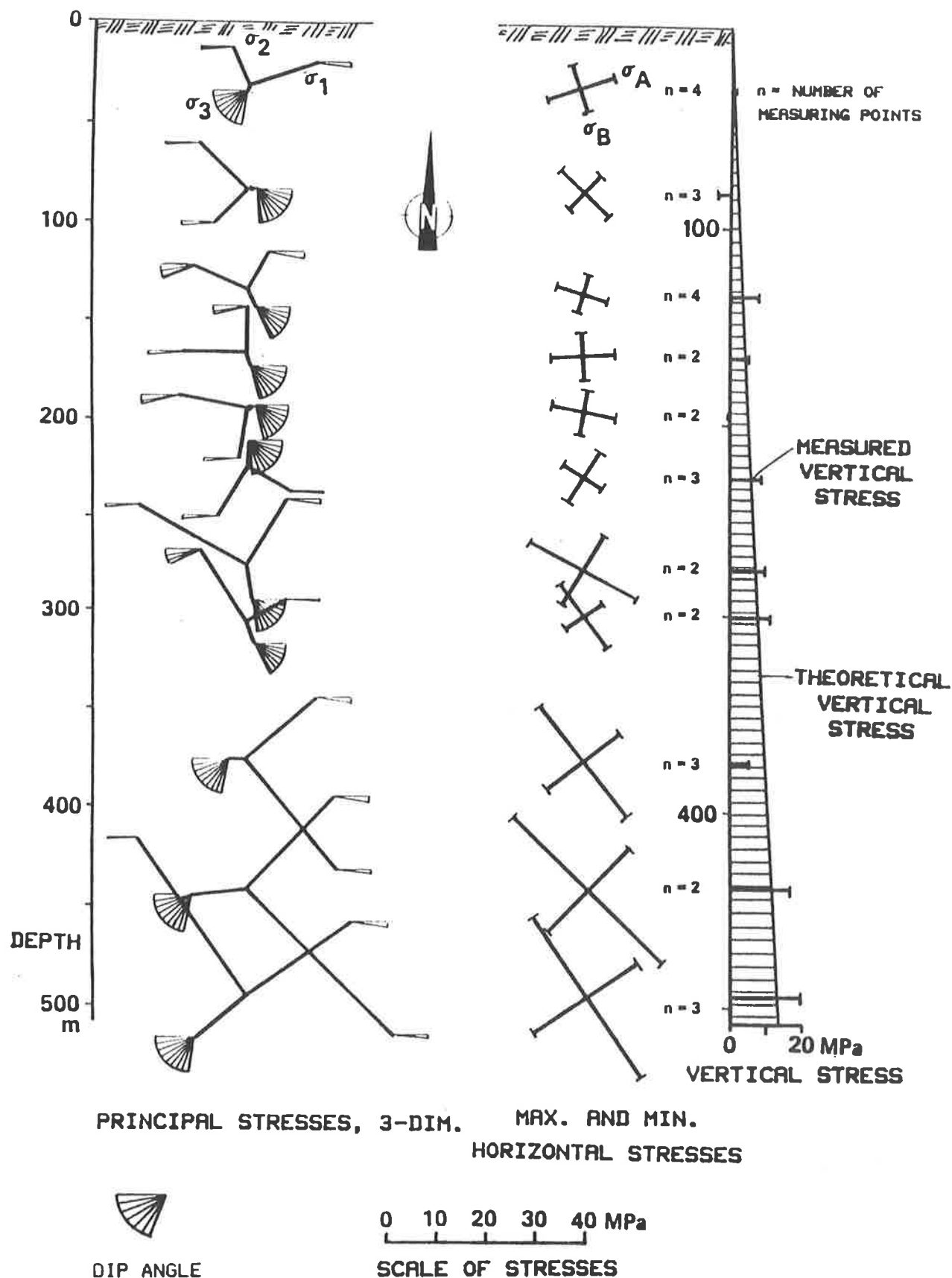


Figure 1. Stress results obtained in the vertical borehole DBT1 at Forsmark. Mean values for each level.

The computer probe is during lowering connected to an adapter which also contains a compass, to give the orientation of the probe, and a weight. The purpose of the weight is to give the proper pressing force on the cone which helps to glue the strain gauges to the bore-hole wall.

The probe has been laboratory tested for 1100 metres water pressure.

3. PRINCIPLES OF THE MEASUREMENT METHOD

3.1 Strain gauge configuration

The strain gauge cell used in the equipment comprises 9 strain gauges in 3 rosettes. Each rosette is placed on a plastic tongue. These three tongues are situated 120 degrees apart (Figure 2).



Figure 2.
The strain gauge
tongues mounted
to the equipment.

3.2 Adhesive

The adhesive used to bond the strain gauges to the bore-hole wall is critical for the success of the overcoring measuring method. A two-component acrylic resin is used when the rock temperature is about 5 - 10 degrees C. At higher rock temperatures or when cementing is done overnight a two-component epoxy resin is used. The glue is kept in a glue pot in which the strain gauge cells are submerged when lowering into the bore-hole. The glue pot is automatically pushed away when the adapter reaches the bottom of the hole.

A typical time between installing the cell and overcoring is about 2 hours with acrylic and 10 - 15 hours with epoxy resin.

3.3 Orientation of the strain gauge cell

When measuring in vertical bore-holes the orientation of the cell is given by a magnetic compass installed in the adapter. The compass needle is automatically fixed in the north-to-south position when the adapter reaches the bore-hole bottom. For inclined or horizontal bore-holes a ball is used instead of the compass.

3.4 Installation of the strain gauge set

The technique of the installation of a strain gauge set in a bore-hole is shown in Figure 3. The equipment is designed for a pilot bore-hole of the size of 36 mm and an overcoring size of 76 mm. The strain gauges are mounted at a depth of 140 mm in the pilot hole.

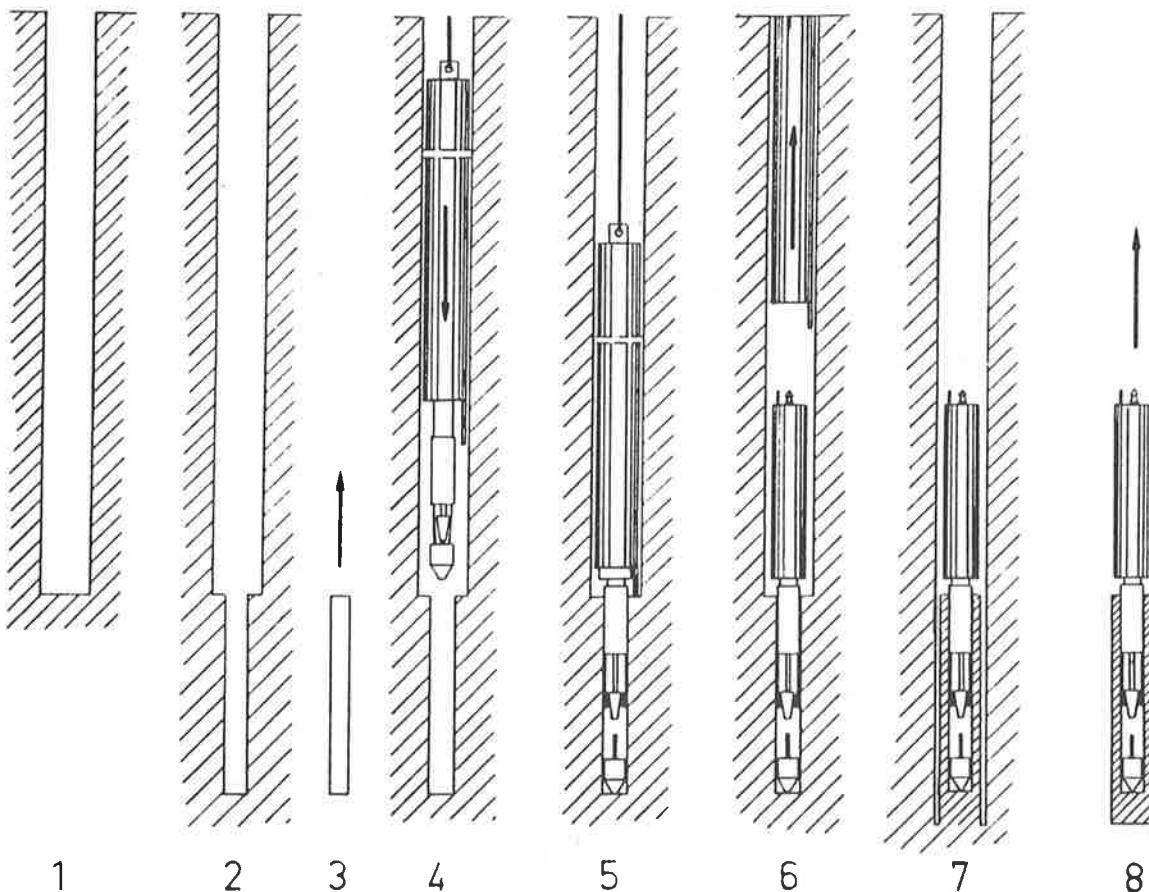


Figure 3. Operations for cementing and measuring.

- 1) 76-mm borehole, 2) 36-mm pilot borehole,
- 3) appraisal of small core,
- 4) probe before triggering off the mechanism,
- 5) cementing gauges to the small borehole wall under pressure from the cone,
- 6) hoisting the adapter, 7) overcoring,
- 8) hollow core pulled off and hoisted. Transmitting of measured values to the computer.

3.5 Monitoring changes in the strain

All data on the measurements performed before, during and after the overcoring are collected by Borre. After the overcoring the hollow core with Borre is pulled off and hoisted to the surface. The rock core with Borre is transported to a comfortable place and connected again to the personal computer. The measured values are transmitted to the computer and tabulated. Thereafter the calculations can be performed in the ordinary way in order to obtain the complete state of stress (Figure 4).



Figure 4.
Borre connected
to the personal
computer.

3.6 Determination of the elastic properties of the rock

The values of Young's modulus (E) and Poisson's ratio (ν) are obtained in the ordinary way by biaxial testing with hydraulic pressure (Hallbjörn 1986). The elastic properties of the rock are, together with the measured strains, input values of the program which calculates the three-dimensional state of the stress in the rock.

4. PRACTICAL APPLICATION

During 1988-1989, about 60 field measurements have been performed with the new computer probe to a maximum depth of 350 metres. An example of the strain, monitored during overcoring, is presented in Figure 5. The zero time represents the time when the data logger was started at the surface. Figure 6 shows a calibration diagram and Figure 7 the results obtained in the tailrace tunnel at the Sikfors Hydro Power Project in Sweden.

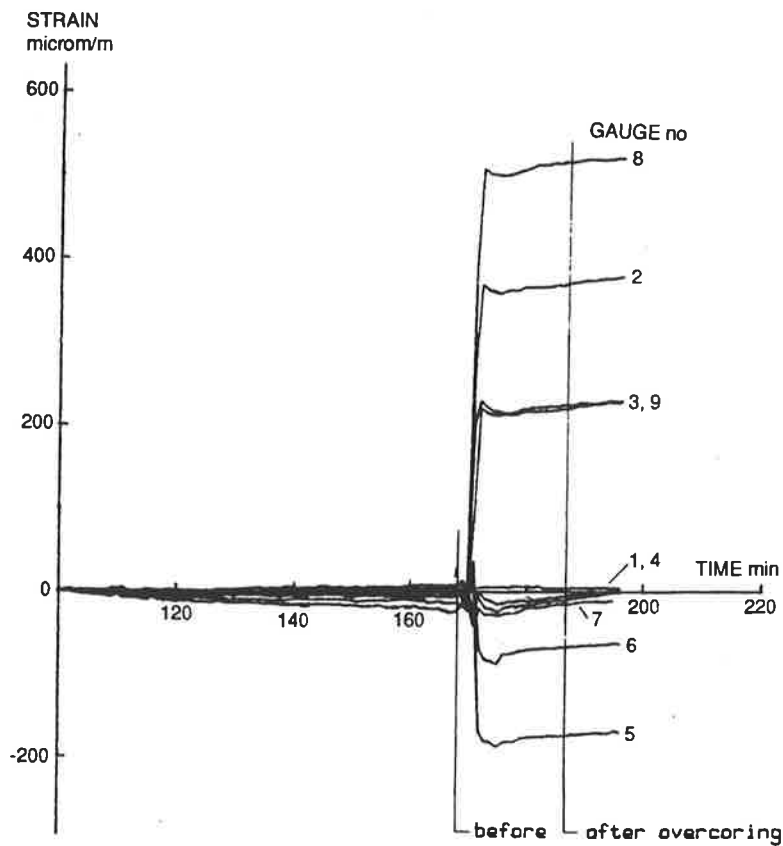


Figure 5. Sikfors tailrace tunnel. Measured strains before, during and after overcoring in point 1, level 2.

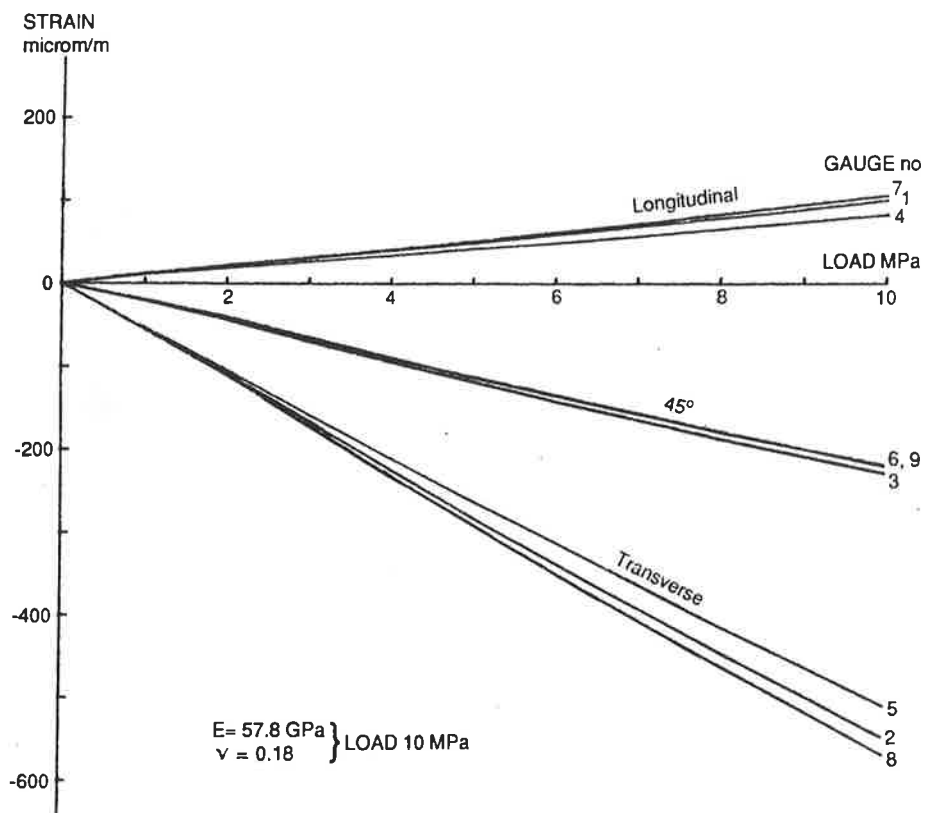


Figure 6. Sikfors tailrace tunnel. Calibration of core number 5, point 1, level 2.

POINT 1 DEPTH 19.64 M

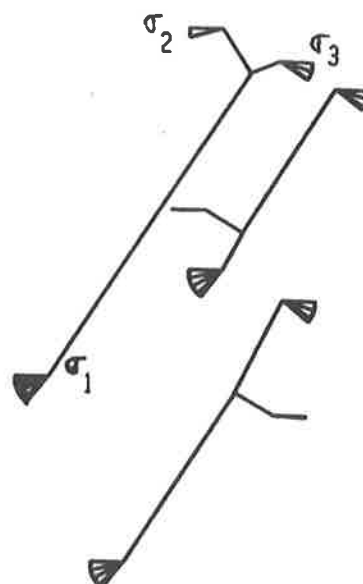
I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	13.6	52.7	211.5
2	2.0	16.9	325.1
3	1.2	32.1	66.1

POINT 2 DEPTH 20.12 M

I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	6.4	36.3	30.5
2	1.7	1.7	299.2
3	1.6	53.7	206.8

MEAN VALUE

I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	7.6	52.1	211.5
2	3.9	37.7	25.2
3	1.7	3.0	117.6



PRINCIPAL STRESSES SIGMA-1, SIGMA-2 AND SIGMA-3 WITH THEIR BEARINGS AND SLOPE ANGLES. THE STRESSES ARE PLOTTED WITH THEIR ACTUAL VALUES (NOT PROJECTED).

POINT 1 DEPTH 19.64 M

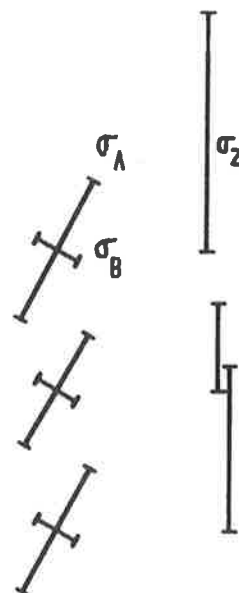
SIGMA-A MPa	SIGMA-B MPa	BEARING DEGREES	SIGMA-2 MPa
5.9	1.8	28.0	9.1

POINT 2 DEPTH 20.12 M

SIGMA-A MPa	SIGMA-B MPa	BEARING DEGREES	SIGMA-2 MPa
4.8	1.7	30.5	3.3

MEAN VALUE

SIGMA-A MPa	SIGMA-B MPa	BEARING DEGREES	SIGMA-2 MPa
5.3	1.7	29.1	6.2



MAGNITUDE OF HORIZONTAL AND VERTICAL STRESS COMPONENTS.

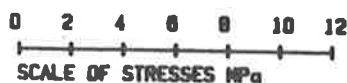


Figure 7. Stress results obtained in the tailrace tunnel at Sikfors Hydro Power Project.

5. REFERENCES

Hiltscher R, Martna J, Strindell L, 1979:

The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes. Proceedings of the 4. International Congress on Rock Mechanics, vol 2, pp 227-234. Montreux.

Hallbjörn L, 1986:

Rock stress measurements performed by Swedish State Power Board. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, pp 197-205. Stockholm.

DISKUSSION

Rolf Christiansson: Vad jag förstod av dina formler Ove, så är de ett 2-dimensionellt problem kring förhållandena kring borrhålet. Men vi tyckte att vi vid URL såg att de största problemen låg just kring själva borrhningen, alltså inom någon borrhålsdiameter bakom kronan och det var den delen som skulle styra om man fick skadezon eller inte i borrhålet. Jag vet inte om du har någon kommentar till det, om det här bergutfallet. Det är ju på borrhålet snarare ett 3-dimensionellt problem än ett 2-dimensionellt.

Ove Stephansson: Som jag framställt problemet i mitt föredrag, så är det 2-dimensionellt. Men i verkligheten så är det ett 3-dimensionellt problem. Om vi har en situation, där den vertikala spänningen är mycket stor, då får man en situation där man i stället för "hundöronen" parallellt med borrhålsaxeln får runda "hundöron" med sin utbredning i horisontalplanet. Det blir resultatet om man har ett överskott på de vertikala spänningarna. Men det är så att i de flesta sammanhang, där man använder borrhålsutfall för att indikera spänningarna - och framförallt spänningarnas riktning - så får man alltså göra antagandet att två av huvudspänningarna ligger i horisontalplanet. Av själva borrhålsutfallens geometri så kan man på lite sikt också prediktera spänningarnas magnitud. Vi arbetar också med tillämpningen av Browns brottvillkor på borrhålsstabilitet just nu och resultaten kommer att ingå i Christer Ljunggrens avhandlingsarbete.

Leif Eriksson: Jag har en fråga till Ove om de här "hundöronen". Du sa i ditt föredrag att det var ett slutske som du redovisade där och det är det jag undrar över. Varför går inte processen vidare till en kollaps av borrhålet? Vad jag förstår, så måste ju spänningarna öka hela tiden när du får det här utfallet?

Ove Stephansson: Skälet till att borrhålet trots allt blir stabilt vid något tillfälle, det är att man i själva "hundörats" yttersta del får så kraftig inspanning att materialet inte faller ut. Det sitter kvar i den allra innersta delen trots att spänningarna är höga och bergarten gått till brott. Så vill jag åtminstone förklara det.

S G A Bergman: Stephansson nämnde, att man vid överborrning i bergarter med stora kristaller kunde få icke önskvärda och kanske svårbedömda störningseffekter. Kan man dra den praktiska slutsatsen att man om möjligt skall undvika mätning i just sådana bergarter? Eller i varje fall vara extra försiktig vid tolkning av mättningsresultaten?

Rolf Christiansson: Ja, det kan man säga, men jag vill också säga att jag anser att vi har metoder då för att tala om, om den mätningen verkligen är dålig eller inte. Som användare bör man naturligtvis ställa sig den frågan, om man har en grovkorning berggrund är det här ett relevant resultat eller inte. Men det finns exempel rapporterade t ex från Cornwall där man mätt i en väldigt grovkorning granit och fått mycket bra resultat.

Bengt Leijon: Jag har en kommentar i anslutning till Rolf Christianssons föredrag om osäkerheter i överborrningsdata; det kan vara värt att begrunda det skalregister vi har att brottas med när vi ska utnyttja data från

spänningsmätningar i praktisk tillämpning. Det är ju så att en överborrningsmätning involverar en bergvolym av knytnävsstorlek eller mindre. Min erfarenhet där är nog att mineralkornens storlek sällan utgör någon stor felkälla, kanske med undantag för mycket grovkristallina bergarter. Samma gäller för faktorn anisotropi i mikroskala, av det skälet att mätmetoden egentligen är ganska okänslig för anisotropi, så länge anisotropigraden är någorlunda måttlig. Däremot är allmän mineralogisk inhomogenitet, särskilt närvaro av ojämnt fördelade glimmermineral, en felkälla som kan vara betydande. Går vi sedan ett steg uppåt i skalan, så är det så att vi ofta upprepar överborrningsförfarandet ett antal gånger längs ett borrhål, för att sedan kunna syntetisera ett slutresultat ur flera mätningar. Här är den skala vi arbetar i av storleksordningen 1-10 m. Granskar vi spridningarna i denna skala så finner vi i regel att de till största delen kan hänföras till fel som introducerats redan i provpunktsskala (undantaget fall där vi opererar nära dominerande geologiska strukturer). Detta måste betyda att spänningsvariationerna i 1-10 m-skalan är måttliga, och att punktvisa observationer därmed fungerar ganska bra. När vi sedan skall tillämpa resultaten i beräkningar så rör vi oss normalt i 100 m-skala eller större. Det är där de stora bekymren kommer. I denna skala finner vi, speciellt om vi granskar data från gruvorna, stora variationer i uppmätta spänningar från plats till plats. Även om vi vet att stora geologiska strukturer är en viktig orsak till dessa spridningar, så har vi svårt att bedöma de fel vi gör när vi måste generalisera data till något som är användbart i beräkningssammanhang. Jüri Martna sa i sin inledning att vi har ett antal hål att fylla i mellan våra mätpunkter. Jag tror att det är där som åtminstone nyttjarna av resultaten från spänningsmätningar har det största problemet idag.

Rolf Christiansson: Bara en kort kommentar till dig Bengt. Om det här med skalan. Jag håller helt med om vad du säger om just det här med att fylla ut mellan mätpunkter. Det har påbörjats en process vid URL om att jobba med kriging som en statistisk metod och jag har varit med i uppstarten av den. Jag vet att de i alla fall funderar vidare kring det problemet.

VARGÖNS KRAFTSTATION, TUNNEL GENOM HUVUDNÄSÖN
Tunnel through the Huvudnäs Island at Vargön hydro
power station

Inledare:

Professor Anders Carlsson, Kraftbyggarna Byggnadsteknik AB

INLEDNING

Vargöns kraftstation ligger vid Vänerns utlopp i Göta Älv. I mitten på 30-talet togs stationen i drift med två aggregat på tillsammans 23 MW. Under hösten 1986 påbörjades en utbyggnad av ett tredje aggregat. För att minska fallförlusterna har rensningar utförts i älvfåran och dessutom har man sprängt ut en tunnel genom Huvudnäsön.

Tunneln är cirka 400 m lång med en tvärsnittsarea av ungefär 250 m^2 . Den drevs med en takort på 93 m^2 och två pallar om vardera ca 80 m^2 . Längst in vid intaget tog man ut tre pallar med 50 m höga bergväggar längs en sträcka av 50 m. Det sista steget var ett storskott under vatten, som omfattade ca 6.700 m^3 berg.

Om detta och mycket annat ska här närvarande föredragshållare berätta. Men som alltid finns det - i föredragslistan icke namngivna personer som dock i hög grad bidragit till ett utomordentligt väl genomfört bergprojekt. En av dessa personer är givetvis Jan-Axel Alleson, Vattenfall, som har varit konstruktionsansvarig för bygget. En annan konstruktör av betydelse har varit Svante Widing. Kennert Röshoff, BEMEK har varit en av - om jag så får uttrycka mig - arkitekterna bakom kabelbultförslaget och den bergmekaniska instrumenteringen. De personer som de facto sprängt ut tunneln är Kurt Hellgren, arbetschef, Bengt-Olov Sundell, platschef och Rune Strömqvist, ansvarig arbetsledare för tunneln. De tre sistnämnda kommer samtliga från Kraftbyggarna.

UNDERVATTENSPRÄNGNING AV TUNNELINTAG VID VARGÖNS KRAFTSTATION

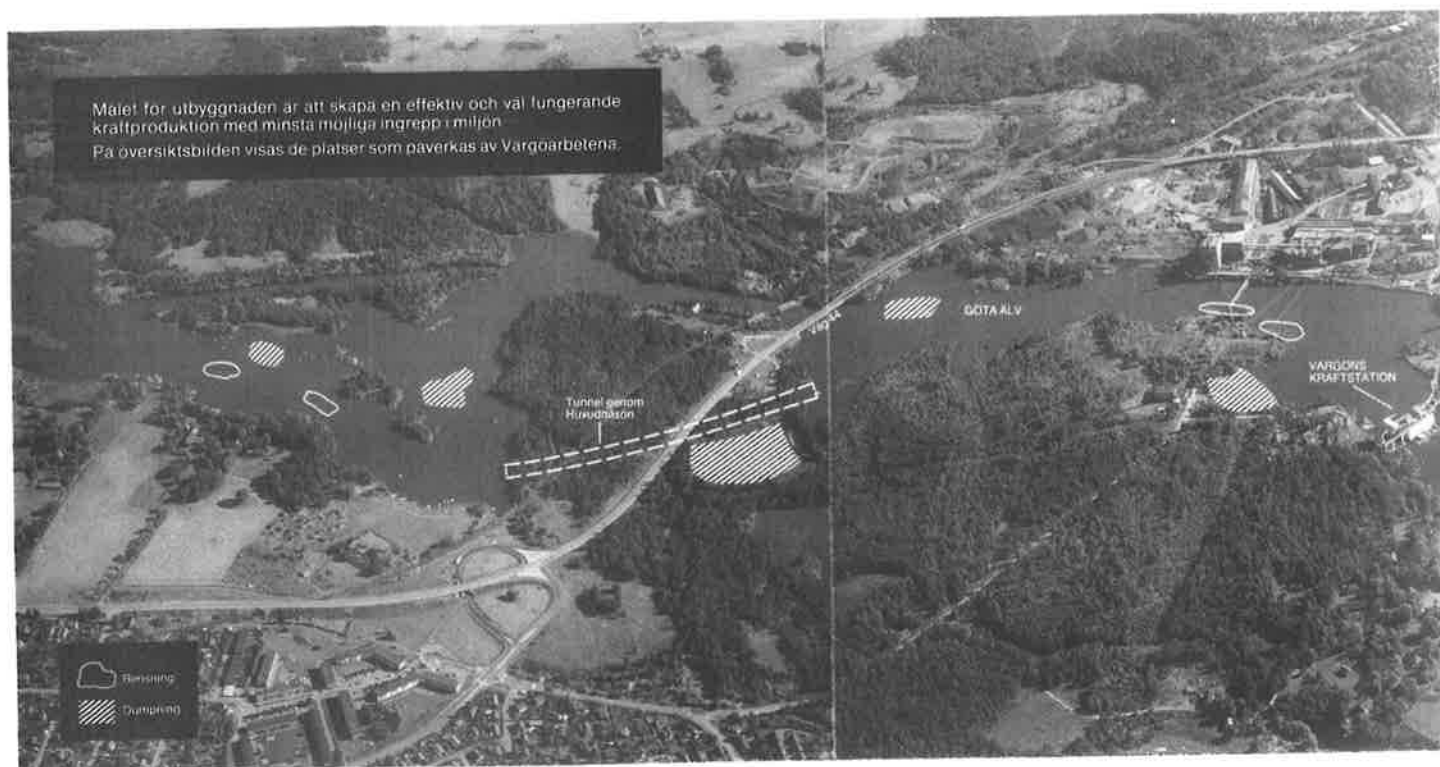
Under-water blasting of tunnel inlet at the Vargön hydropower station

Kurt Hellgren, Vattenfall ^{x)}

Inledning

Vargöns kraftstation är belägen i Göta älv ca 2 km nedströms älvens utlopp ur Vänern.

Kraftstation med två aggregat på tillsammans 23 MW togs i drift i mitten på 1930-talet, varvid vissa förberedelser gjordes för ett tredje aggregat. Vissa åtgärder vidtogs också för att förbättra vattentillströmningen till stationen, t ex utsprängdes Sjöbodakanalen. Trots detta var fallförlusten mellan Vänern och kraftstationen förhållandevis stor. I samband med utbyggnaden av det tredje aggregatet, som påbörjades hösten 1986, beslöts därför att ytterligare åtgärder skulle vidtas för att minska fallförlusten. Således har rensningar utförts i älvfåran uppströms och nedströms om kraftstationen samt utsprängts en tunnel under Huvudnäsön. De olika åtgärderna framgår av fig 1.



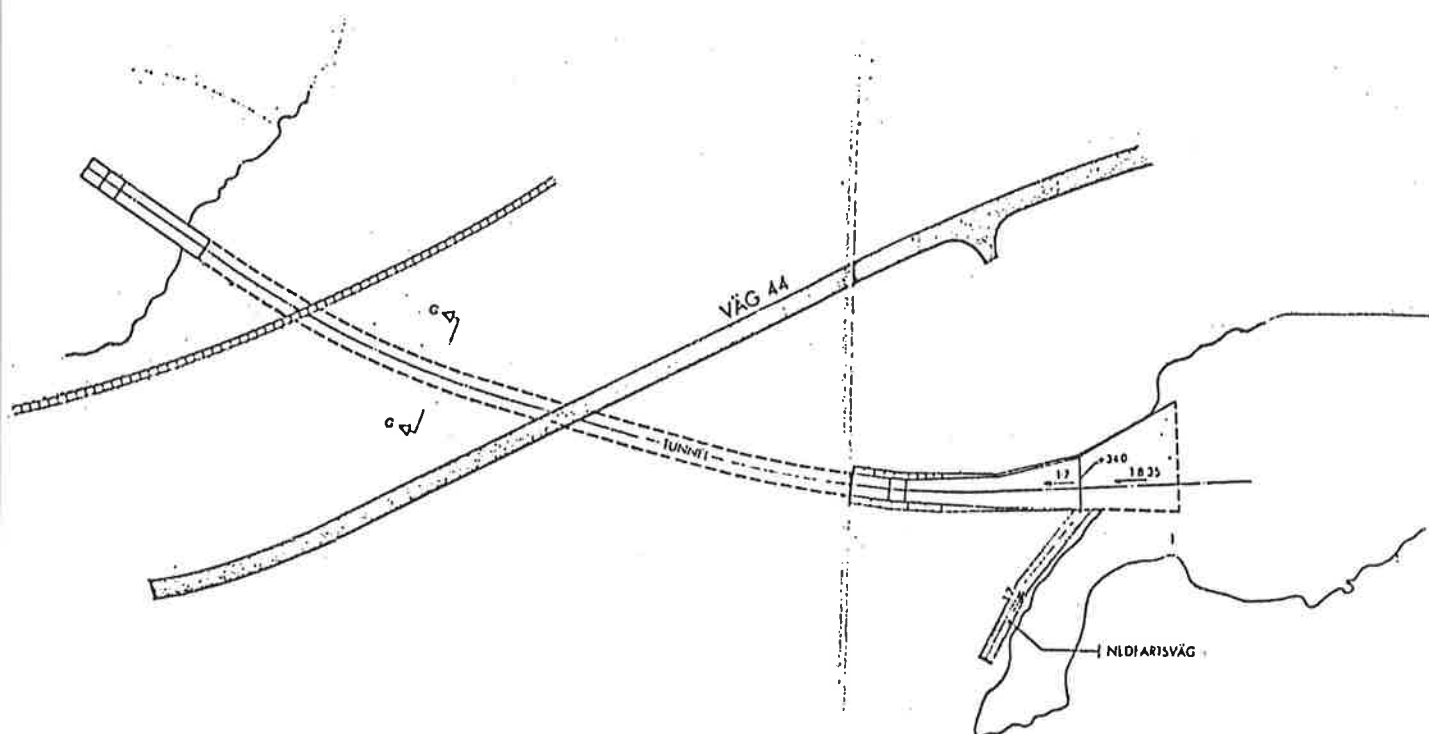
x) Utdrag ur föredrag presenterat vid Bergsprängningskommitténs Diskussionsmöte 25 mars 1989

Tunnel drivningen

Som fig 1 visar genar tunneln förbi en krök i älven. På utloppssidan mynnar tunneln i en kanal, och där var det ganska självklart att lämna en tröskel längst nedströms som en naturlig fångdamm under byggnadstiden.

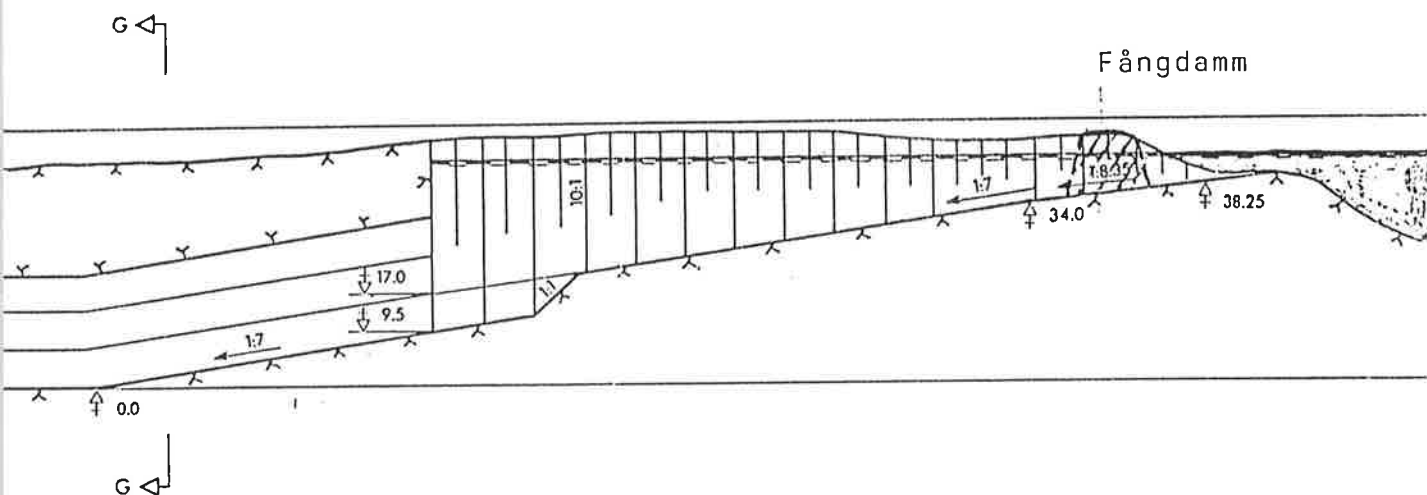
På intagssidan var det betydligt mera komplicerat eftersom där inte fanns utrymme för någon kanal berodande på järnvägen, som gick alldeles intill. Intaget måste alltså utformas som ett vertikalt schakt.

En utsprängning i torrhet hade varit möjlig genom att bygga en fångdamm framför intaget, men denna skulle ha blivit väldigt dyr på grund av det stora vattendjupet. Det beslutades därför att lämna kvar taket i den del av schaktet, som hamnade ute i älven som en naturlig fångdamm. Taket skulle sedan släppas ner i schaktet i vars botten en extra fördjupning utsprängdes.

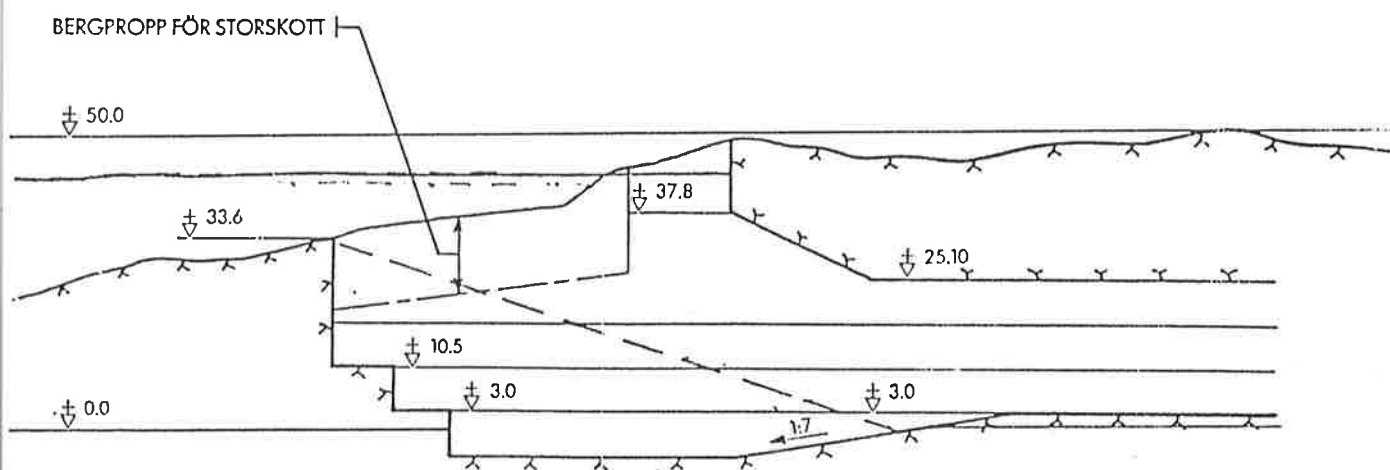


Plan av tunnel under Huvudnäsön.

Någon nerfart till tunneln uppströms för drivning från två håll utfördes inte av olika skäl. Dels var tunneln förhållandevis kort, 400 m, och dels var höjdskillnaden mellan vattenytan och tunnelbotten ca 45 m. En nerfartsramp skulle således ha blivit nästan lika lång som tunneln. Dessutom var utrymmet mellan älven och järnvägen mycket begränsat. Tunneln drevs därför från nedströmssidan i en ort på 93 m^2 och två pallar om vardera ca 80 m^2 . Totalt tunnelarea 252 m^2 .

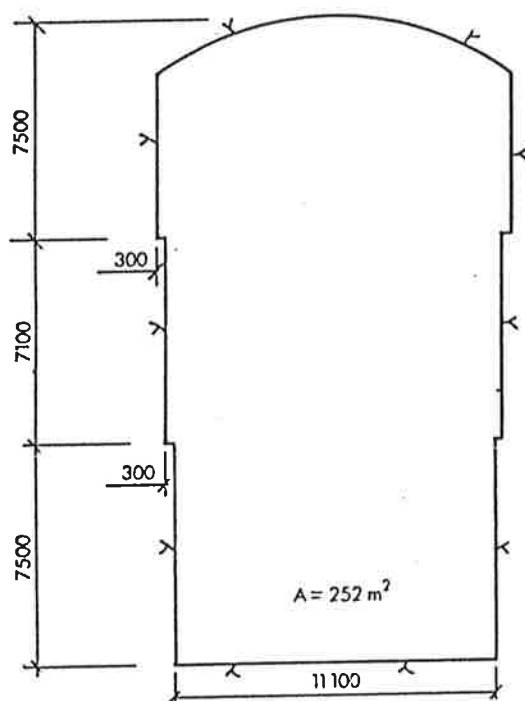


Längdsektion av tunnelutloppet med fångdamm.



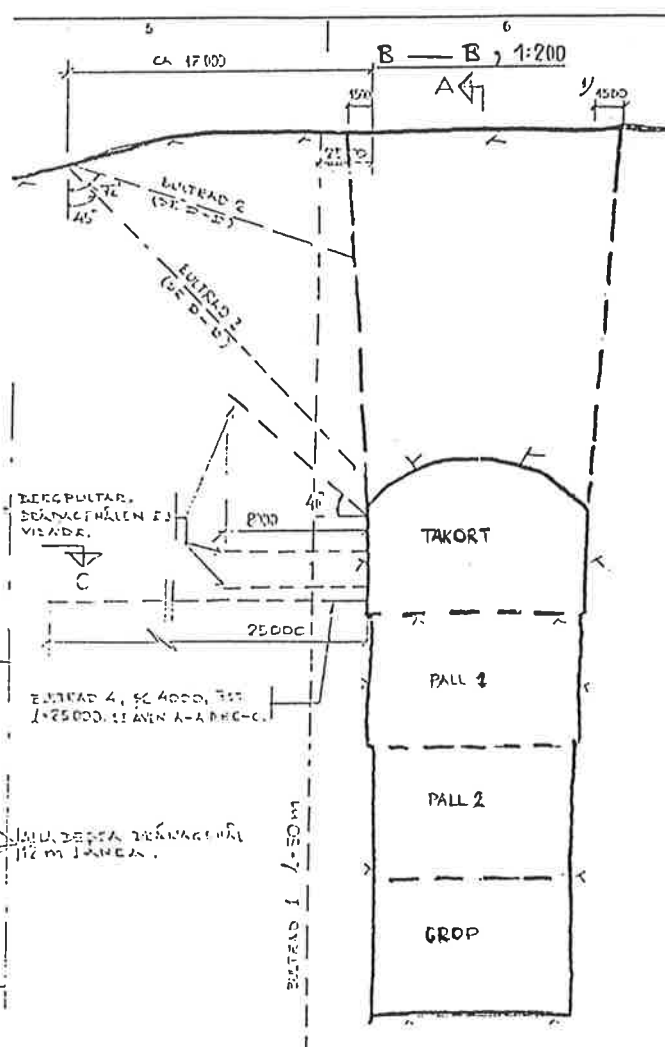
Längdsektion av tunnelintag med "storskott".

G-G, 1:200



Tvärsektion av tunneln.

För orten användes en Atlas Copco Promec TH531, 4 boms But 35, och för pallarna dieseldrivna pallborrningsaggregat. Berget består av rödgrå glimmerrik gnejs. Sprickytsbeläggningen är glimmermineral, kalcit och klorit och således glatt. Stupningen är ca 45 grader mot tunnelaxeln från vänster. Detta kunde medföra stabilitetsproblem framför allt i intagsschaktet med ca 50 m höga bergsidor. Omfattande förstärkningsåtgärder mot utglidning utfördes därför i vänstra väggen. Förutom horisontella bultar av upp till 11 m längd ingjöts ett antal ca 50 m långa kablar i solfjädersform från markytan. Det översta bergpartiet säkrades dessutom med kablar för att säkerställa de vertikala kablarnas förankring upptill.



Förstärkningar i vänster bergvägg.

Ingenjörsgelogisk uppföljning av tunneldrivning vid Vargöns kraftstation.

Engineering geology of a large tunnel at the Vargön Hydropower Station, Sweden.

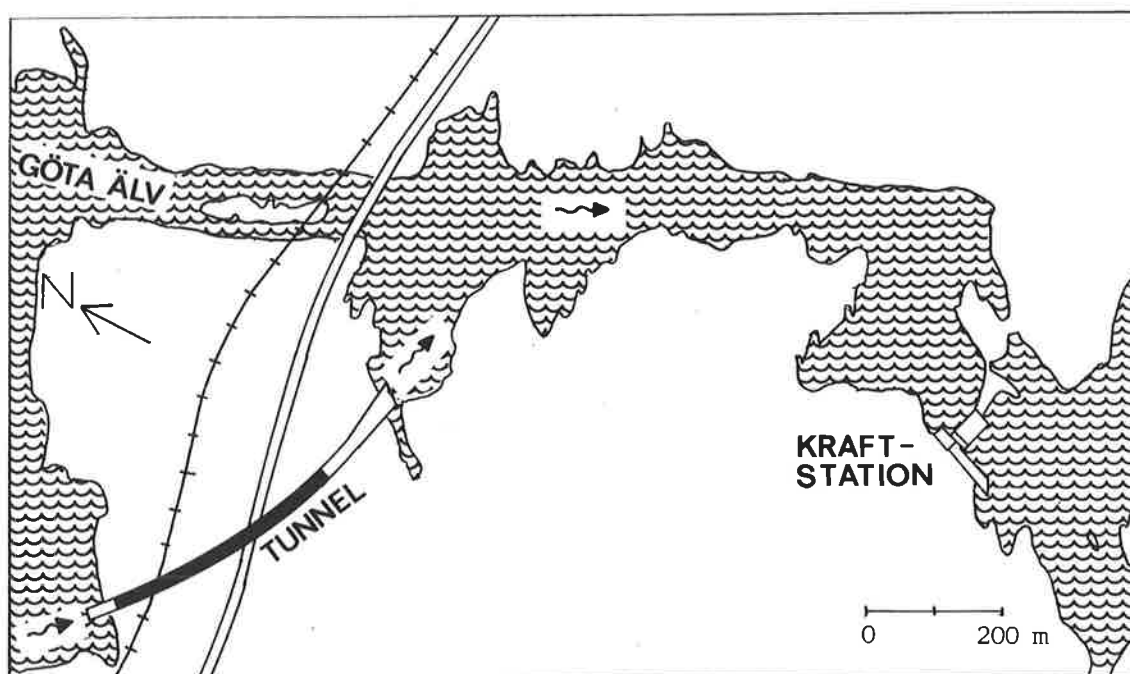
Lars Hansen, Golder Geosystem AB

Jüri Martna, Vattenfall

INLEDNING

Vargöns kraftstation ligger strax utanför Vänersborg vid Vänerns utlopp i Göta Älv (figur 1). I samband med utbyggnad av kraftstationen med ett tredje aggregat byggdes tunneln genom Huvudnäsön för att minska strömningsförluster. Den är c:a 400 meter lång, 12 meter bred och 22 meter hög med en tvärsnittsarea på 252 kvadratmeter uppdelat i en takort och två pallar (figur 2). Väggarna i intagsschaktet är nära 50 meter höga och i utloppet nära 40 meter.

Inför tunnelbygget utfördes en förundersökning av Martin Moberg, Vattenfalls avdelning för undersökningar och vattenmål i samarbete med VBB. Undersökningen omfattade kartering av bergstrukturer i blottade berghällar samt fyra kärnborrningar. Undersökningen finns redovisat i en rapport till Vattenfall (Holtz 1984).



Figur 1 Vargöns kraftstation. översikt.

Figure 1 Vargön Hydropower Station, site plan.



Figur 2

Tunneln efter sprängning av
pallarna. Foto: Lars Hansen.

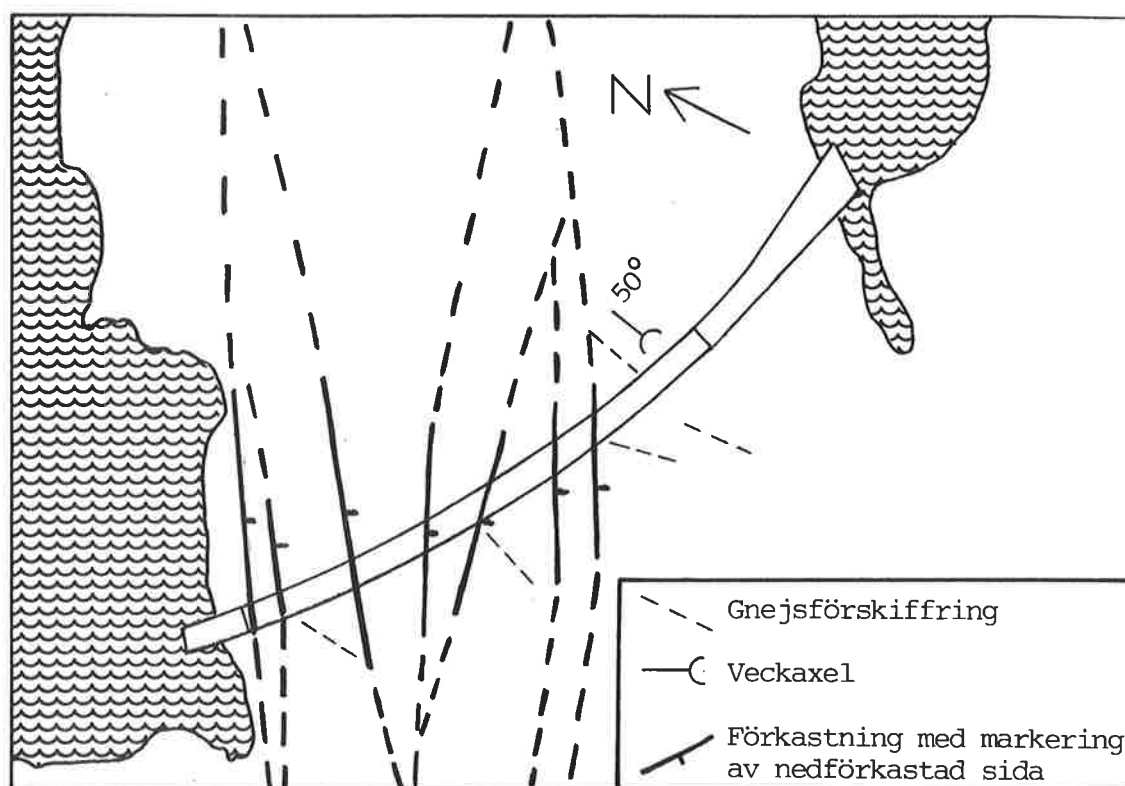
Figure 2.

The tunnel after excavation of
the benches. Photograph by
Lars Hansen.

GEOLOGI

Berggrunden på Huvudnäsön består av en rödgrå medelkornig till grov gnejs. Figur 3 visar tunnelsträckan med de viktigaste geologiska strukturerna, d.v.s. gnejsighet och förkastningar. Gnejsens planstruktur stupar i regel brant åt väster eller vertikalt och stryker vid intaget och utloppet i ungefär nord-sydlig riktning, d.v.s. i ca 40-60 graders vinkel mot tunneln. I tunnelns mellersta del stryker gnejsen åt nord-nordost, ungefär tvärs tunneln. Kring intaget och utloppet finns det ett antal 2-5 dm breda amfibolitgångar som är orienterade längs gnejsens planstruktur.

Gnejsen är kraftigt veckad kring en axel som stupar 50 grader åt norr. I förskärningen och i tunneln kring sektion 250 finns en tydlig veckaxelförskiffring som stryker ungefär öst-väst (N80/E) med 50 graders nordlig stupning, d.v.s. inåt tunneln. Berget är dessutom förkastat längs denna veckaxelförskiffring och den kraftiga deformationen har här även omvandlat gnejsen till en glimmersköl.

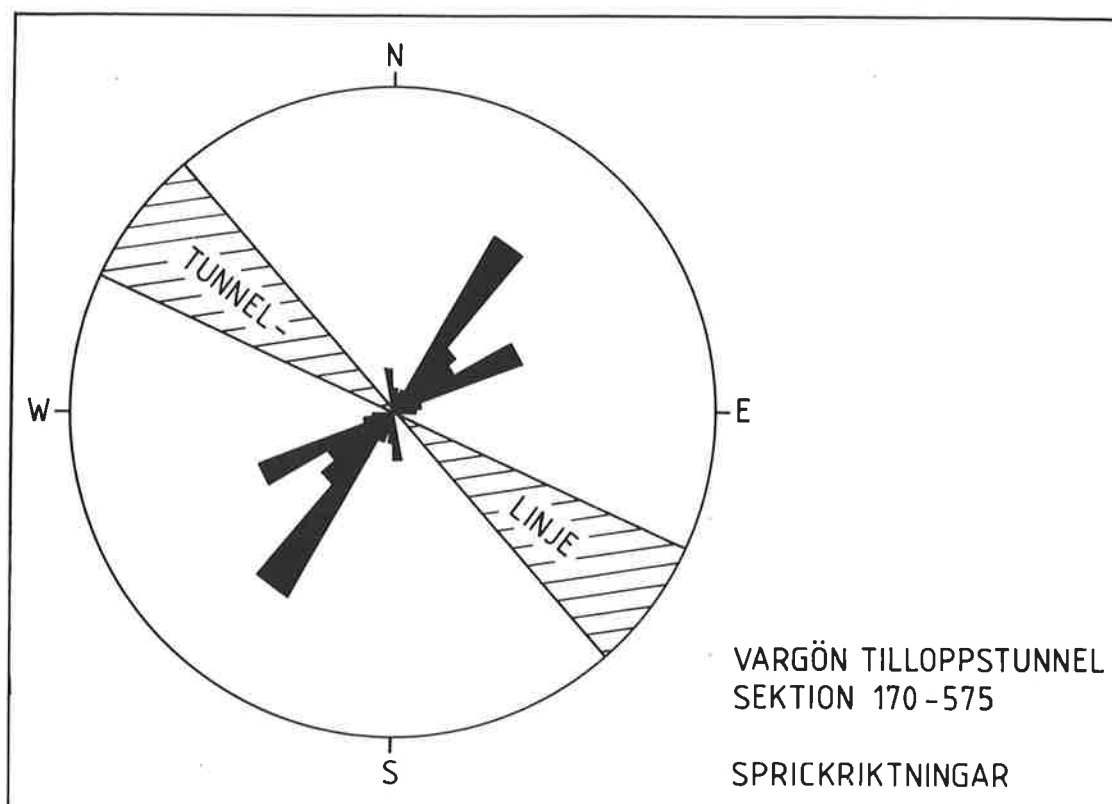


Figur 3 Strukturgeologisk karta över Huvudnäsön.

Figure 3 Structural geologic map of the tunnel location.

Figur 4 visar bergsprickornas fördelning på olika strykningar samt det intervall inom vilket tunnellenjens riktning varierar. En stor majoritet av sprickorna stryker tvärs tunneln. Sprickorna i denna grupp är ofta blottade på markytan. De uppvisar släta ytor och bildar tydliga branta sluttningar i terrängen. Endast ett fåtal sprickor stryker i riktningar som är nära parallella med tunneln.

Figur 5 visar sprickornas stupningsriktning och stupning. Den dominerande sprickgruppen med nordostlig strykning stupar mellan 30 och 50 grader åt sydost, i tunnelns nedströmsriktning. I tunneln har flera av sprickorna tillhörande denna grupp visat sig vara förkastningar. Dessa sprickor är ofta fyllda med mineralen epidot, klorit och illit och några är dessutom vattenförande, oftast i form av takdropp. De är dessutom släta och nästan plana med en skrovlighetsamplitud på under en millimeter.

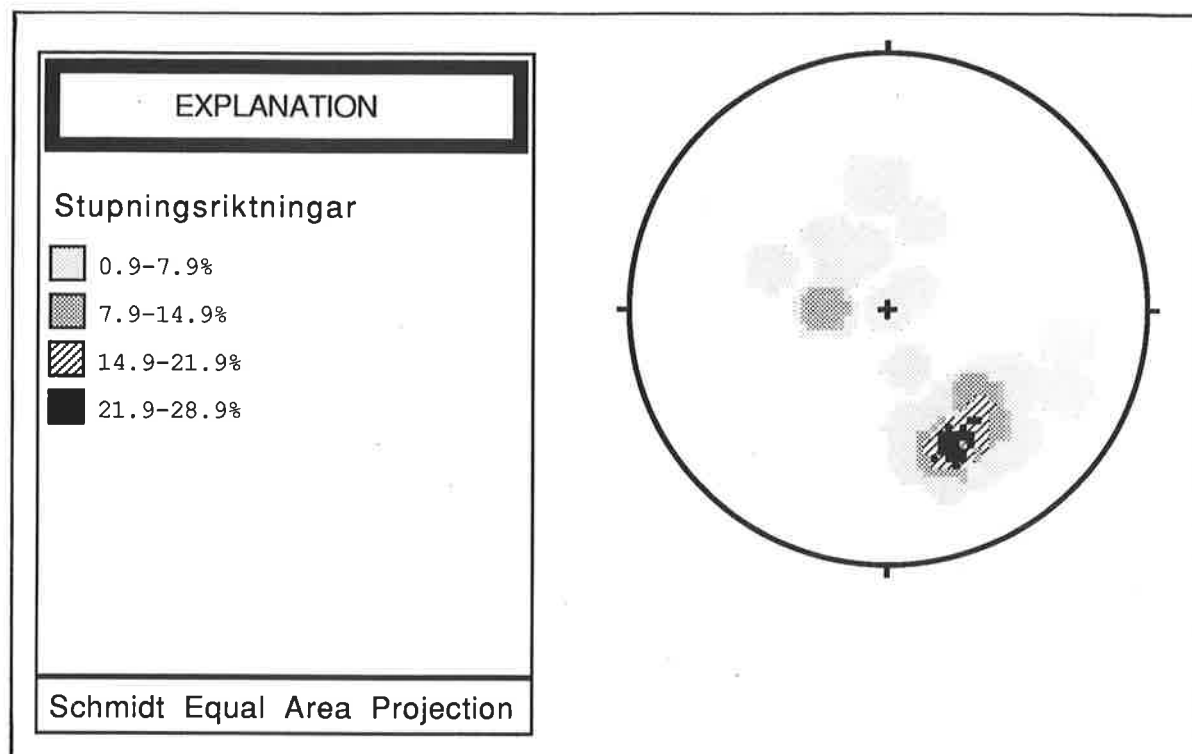


Figur 4 Rosdiagram av sprickriktningar. Variationen i tunnellinjens strykning framgår av det linjerade området. Rosdiagrammet visar att sprickor med strykning mellan nordost och ostnordost dominerar.

Figure 4 Rose diagram showing joint directions. The strikes of the tunnel axis lies within the marked area.

En annan sprickgrupp är parallell med gnejsens planstruktur och stryker alltså i regel i nord-sydlig riktning och stupar vertikalt eller omkring 70° åt väster. Sprickorna är i regel fyllda med mineralet klorit. Längs några av dessa sprickor förekommer det amfibolitgångar med en mäktighet på några decimeter. Gångarna är linsformiga och tunnar ofta ut till en tunn klorithinna.

En del av sprickorna som stupar mot söder är förkastningar. Dessa är inte alldeles parallella sinsemellan, utan utgör ett system av sprickor som möts och förgrenar sig i ett nätverk som delar in berget i linsformiga block (figur 3). Dessa förkastningar har vardera förflyttat gnejsens planstruktur, de inlagrade amfiboliterna och även bergytan upp till ett par meter, sammanlagt något tiotal meter. Förkastningarna är s.k. normalförkastningar, som karaktäriseras av att den nedförkastade sidan är hängsida. Förekomsten av denna typ av förkastningar tyder på att dragspänning har förekommit i tunnelns längdriktning. Sprickorna med denna riktning för dessutom vatten vilket även det tyder på dragspänning eller åtminstone att den lägsta huvudtryckspänningen är orienterad i denna riktning.



Figur 5 Täthetsdiagram för stupningsriktningar hos 114 inmätta sprickor. Den dominerande stupningen varierar vanligen mellan 30 och 50 grader åt sydost, d.v.s. nedströms.

Figure 5 Density of joint dip orientations.

TUNNELDRIVNING

Tunneln har drivits i tre steg. Först drevs en takort längs hela tunnelsträckan. Därefter sprängdes den övre pallen och sedan den nedre. En fördel med denna metod är att pallborrning kan utföras samtidigt med utlastning, förutsatt att man borrar ståndarpall. En annan fördel är att permanent förstärkning kan utföras i takorten utan att störa palldrivningen.

Förstärkningen av takortens väggar bör göras före palldrivningen och dimensioneras så, att den motverkar utglidning av pallarnas väggar, dels i form av skivor längs svaghetsplan, dels som kilformade block längs skärningslinjer mellan sådana plan. En korrekt utförd förstärkning förutsätter dock att dessa diskontinuiteter dokumenteras under takortens drivning.



Figur 6 Sydostligt stupande sprickor i tunneltaket Foto: Lars Hansen.

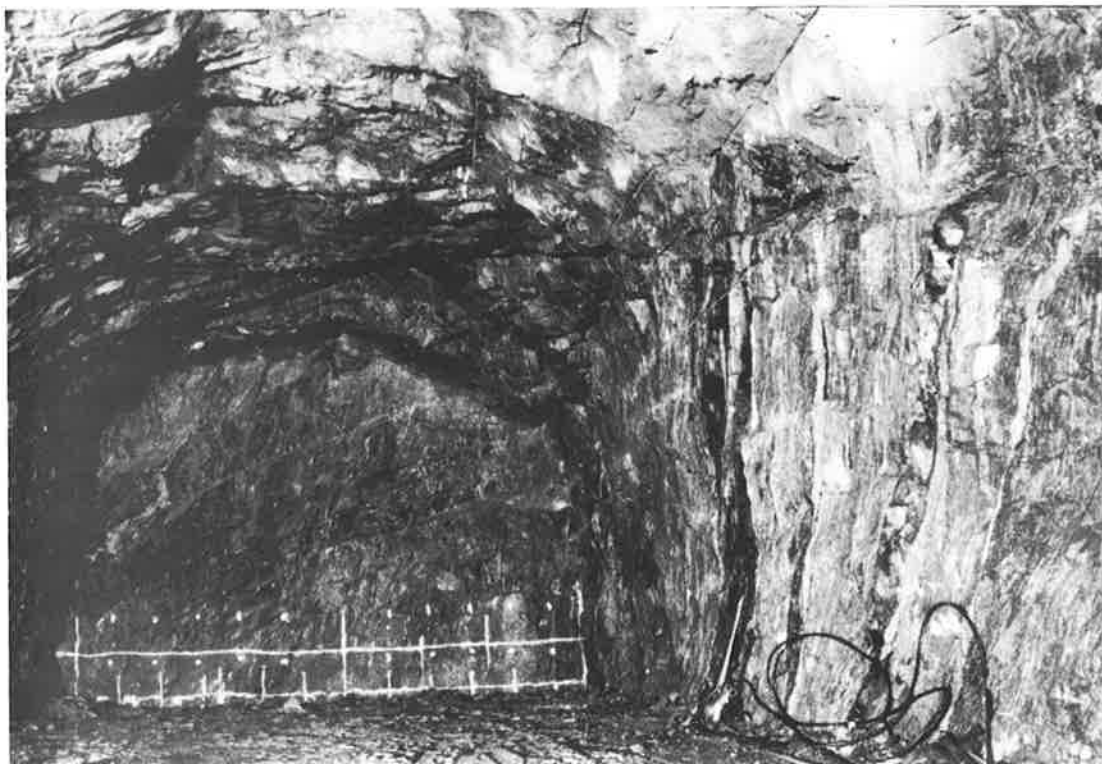
Figure 6 South-easterly dipping joints in the tunnel roof. Photograph by Lars Hansen.

INGENJÖRSGEOLOGI I TUNNELN

Geologiska strukturer kan ha ett avsevärt inflytande på tunneldrivning och förstärkning. Spröda förkastningar med krossat material eller lera av mer eller mindre svällande typ samt bergsprickor är strukturer som kan påverka bergets hållfasthet i hög grad. Andra exempel på sådana strukturer är förskiffring, gnejsighet och överhuvudtaget mer eller mindre plana, kontinuerliga ytor med dålig sammanhållning. Speciellt förskiffringar i veckaxelplan har nedsatt hållfasthet och skjuvande krafter kan ha minskat denna ytterligare. Detsamma gäller plastiska skjuvzoner, till exempel mylonitzoner och i synnerhet glimmerskölär.

Sprickor och andra svaghetsytor som stupar flackt får ett stort inflytande på såväl takets form som på förstärkningar och drivningstakt. Detsamma gäller även svaghetsplan som stryker längs en tunnel eller där skärningslinjen mellan två plan lutar in emot en tunnel eller en berggrop.

I Vargön skär tunneln och den dominerande nordostliga sprickgruppen varandra i en hög vinkel. Därför har dessa sprickor i regel haft ringa inflytande på stabiliteten och endast orsakat smärre utfall. Tunnelns tak har bara fått en sicksackformad längdprofil som inte påverkar stabiliteten (figur 6).



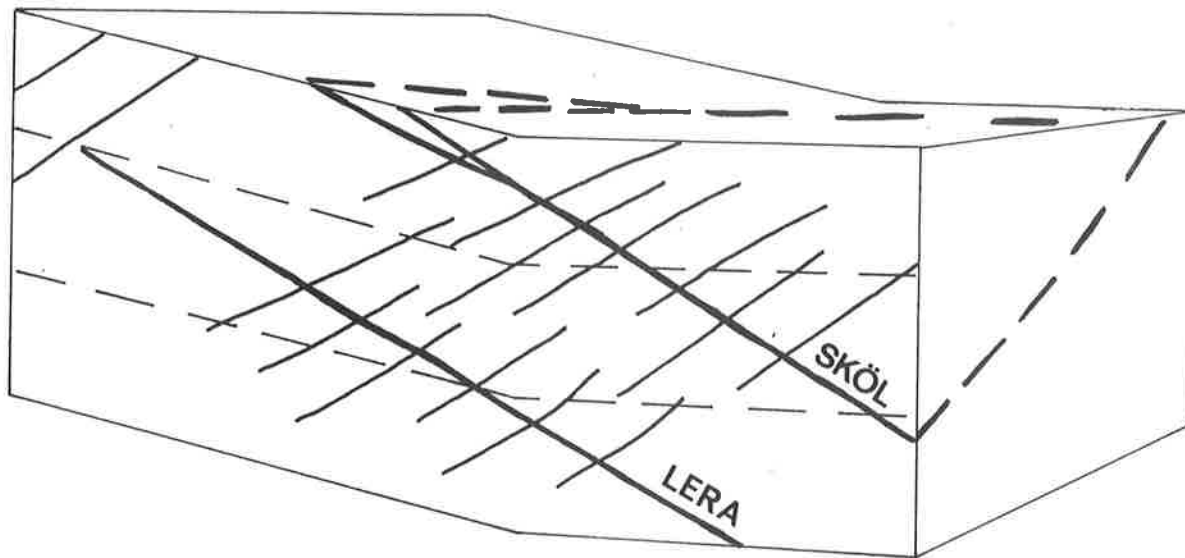
Figur 7 Förkastning som divergerar till tunna sprickor. Foto: Lars Hansen.

Figure 7 Fault diverging into thin joints. Photograph by Lars Hansen.

Vatteninläckningen i tunneln är ringa till måttlig och härrör huvudsakligen från de mot sydost (nedströms) stupande sprickorna. Rinnande vatten sammanfaller med hög sprickfrekvent. Det inläckande vattnet har endast i ringa mån påverkat drivningshastigheten.

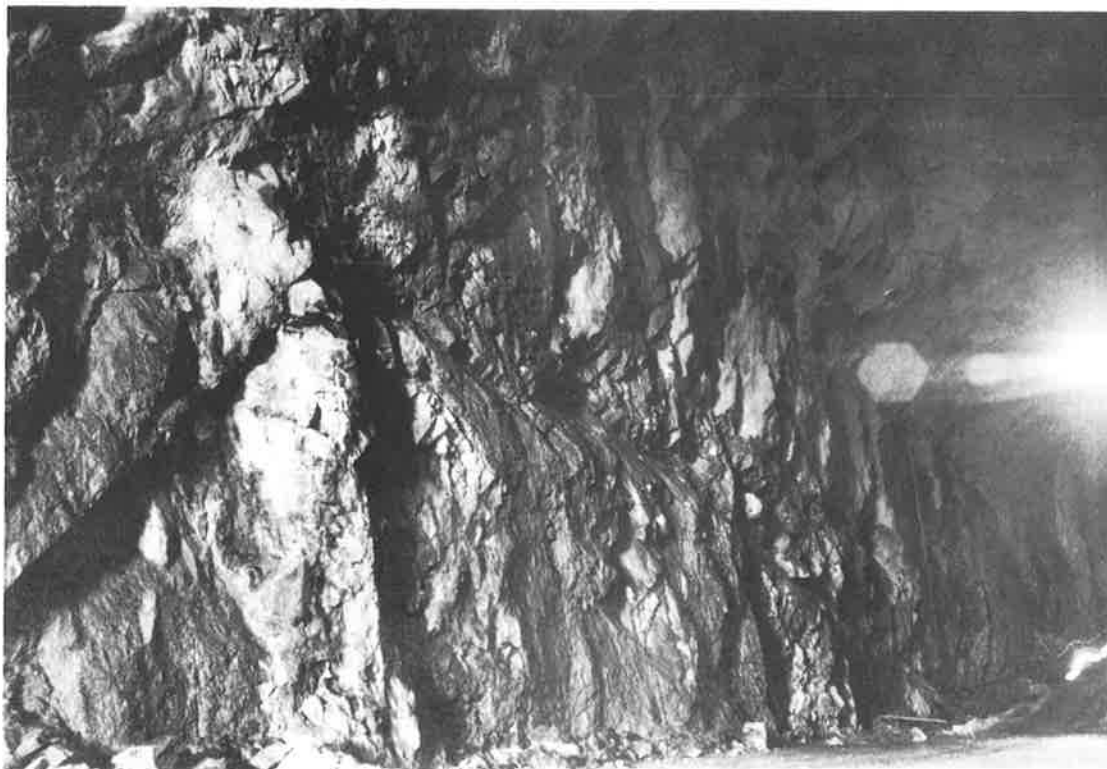
Några av sprickorna i denna sprickgrupp är, som tidigare har nämnts, förkastningssprickor. De har även i tunneln karaktären av system av sinsemellan nästan parallella sprickor som möts och förgrenar sig i nätverk och avgränsar linsformiga bergblock vars bredd varierar mellan några centimeter och flera meter. Sprickorna kan vara tiotalet meter långa eller mera och utgöra upp till några decimeter breda lerslag. Lerslagen delar ofta upp sig i ett antal sprickor med endast tunna skikt av lera.

Kring sektion 440 finns en sådan förkastning, vars stupning varierar mellan 20° och 40° åt nedströmshållet. På norra väggen består förkastningen av flera upp till 15 cm breda, tätt liggande sprickor, som innehåller lera och krossat berg. Förkastningen tunnar ut vid anfanget och delar upp sig i flera sprickor i taket. Detta är gynnsamt för stabiliteten, och tack vare detta har förkastningen trots sin flacka orientering endast gett upphov till ringa utfall från taket (figur 7). Lerslagen har förstärkts med bult och sprutbetong i takorten och med sprutbetong i båda pallarna.



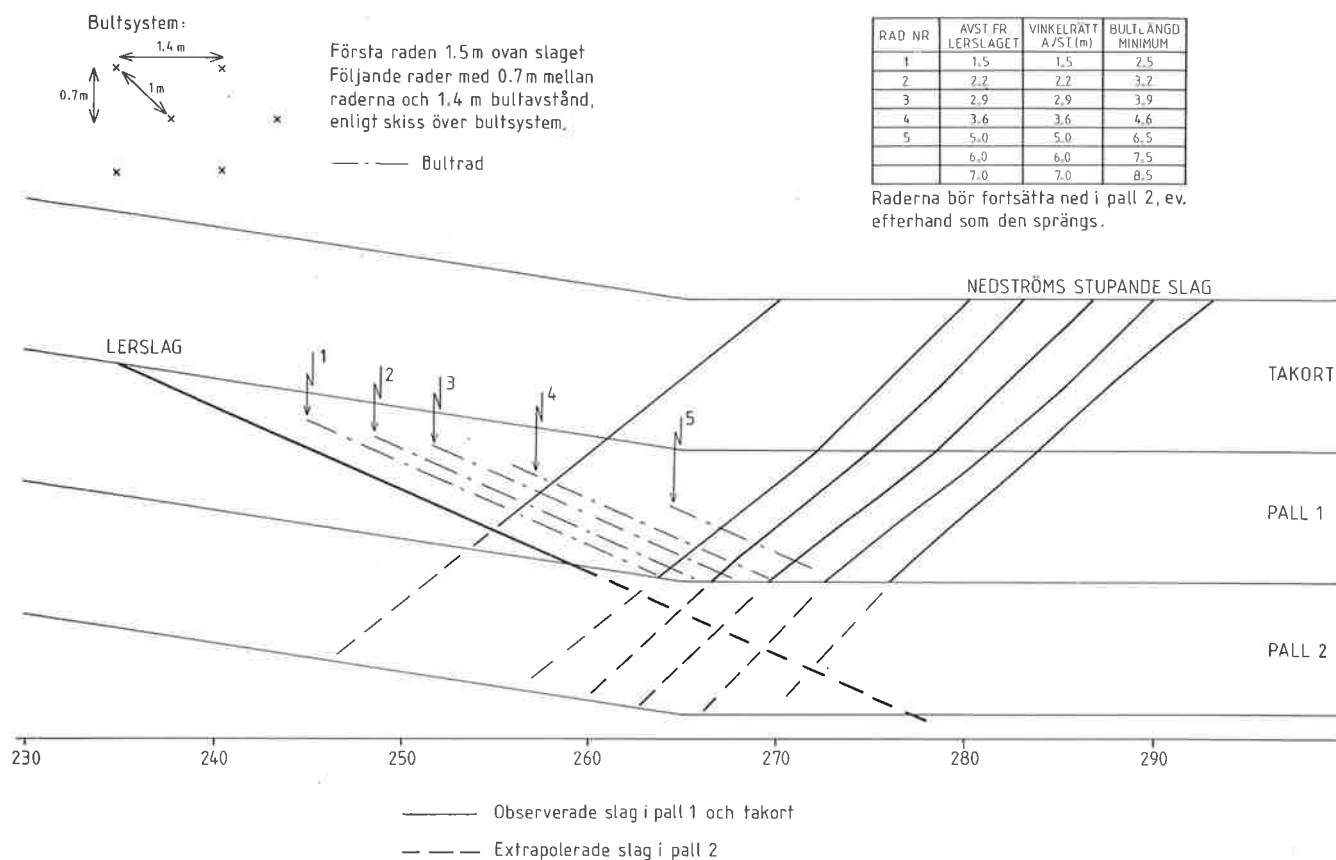
Figur 8 Blockdiagram visande två förkastningssprickor som stupar mot tunneln. De är fyllda med lera respektive glimmersköl.

Figure 8 Block diagram showing two faults filled with clay and mica gouge, respectively.



Figur 9 Spricka fylld med 1 cm lera. Sprickan stryker i öst-västlig riktning och stupar ca 45° åt norr, d. v. s. inåt tunneln. Foto: Lars Hansen.

Figure 9 Clay-filled joint along the axial plane cleavage striking east-west with a dip towards the tunnel. Photograph by Lars Hansen.



Figur 10 Förstärkning av lerfylld spricka som stupar mot tunneln
Figure 10 Support of clay-filled joint dipping towards the tunnel.

Ett par andra förkastningar sammanfaller med veckaxelplanet. De stryker i öst-västlig riktning och stupar ca 45° åt norr, d.v.s. inåt tunneln (figur 8). De innehåller skölar av glimmer och klorit. Den ena innehåller även lera och dess sprickyta är slät till svagt undulerande (Figur 9). Risk för utglidning bedömdes föreligga och sprickan har förstärkts med sprutbetong och ingjutna bultar i längder mellan 2,5 och 4,6 meter samt 8 st 8 meters bultar (figur 10).

Tunneln har indelats i nio bergtekniska zoner efter främst sprickavstånd och sprickorientering. Indelningen visas i tabell 1. Den viktigaste sprickorienteringen i varje zon har markerats med stupning och ungefärlig stupningsriktning.

Tabell 1. Indelning i bergtekniska zoner. Sprickriktningarna anges med stupning och stupningsriktning

Zon	A	B	C	D	E	F	G	H	J
Sektion	170-210	210-240	240-275	275-335	335-360	360-440	440-470	470-510	510-575
Sprickavstånd i m	4	0,2-0,5	1	0,5-1	10	3	1	13	3
Domin. Sprickriktn.	70N	40SE	50N	45SSE	45WSW	40SE	30SE	70W	70W, 45SE
Vatteninläckning	dropp	rinnande	dropp	rinnande	torrt	lite dropp	rinnande	lite fukt	torrt
Sprickmineral		lera, kross					lera, kross		

Tabell 2. Bergklassificering modifierat efter CSIR poängsystem (Hoek & Brown 1985)

Zon	A	B	C	D	E	F	G	H	J
Sektion	170-210	210-240	240-275	275-335	335-360	360-440	440-470	470-510	510-575
Bergart	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Sprickavstånd	30	15	22	20	30	28	22	30	28
Sprickytor	20	0	0	20	25	20	0	20	6
Vatteninläckning	4	2	4	2	10	6	2	8	10
Sprickorientering	-2	-5	-10	-5	-5	-5	-10	-2	-12
Summa	67	27	31	52	75	64	29	71	47
Klass	I-	III-	III	I	I	II+	III-	I	II-

Tabell 3. Drivningshastighet i meter per dag

Zon	A	B	C	D	E	F	G	H	J
Sektion	170-210	210-240	240-275	275-335	335-360	360-440	440-470	470-510	510-575
Takort	2,4	2,2	2,0	4,8	5,0	6,4	6,0	4,7	4,9
Pall 1	3,3	6,0	3,7	7,5	12,5	8,0	10,0	12,5	9,3
Pall 2	20	20	17,5	8,6	8,3	13,3	10,0	13,3	9,3

Tabell 4. Förstärkningar med cementingjutna bultar KS 40: 25 mm, 4 m där ej annat anges

Sektion	170-230	230-265	263-370	370-435	435-470	470-520	520-575
Bultar i tak	50	200	470	360	120	180	53 st 8-10m
Bultar /meter	0,8	5,7	3,4	5,5	3,4	3,6	1
Bultar i pall 1	50	90	280	220	33	90	25
Bultar i pall 2	0	0	4 + 8 st 8 m	3	8	10	0
Övrigt		kyrka	instabil pall				

Bergklassificering modifierat efter CSIRs poängsystem (Hoek & Brown 1985) visas i tabell 2. Här har RQD utelämnats då det inte finns tillräckligt med borrhål längs tunneln för att kunna fastställa denna parameter. I stället har klassgränserna reducerats med 15 poäng. Berget tillhör i regel klasserna I och II, mycket bra respektive bra berg. Klass III, hyggligt berg förekommer i zonerna B, C och G. Ingenstans förekommer klasserna IV och V, dåligt respektive mycket dåligt berg.

Drivningshastigheten framgår av tabell 3. Trots att berget är bra i början av tunneln har drivningen gått långsamt, bl. a. på grund av den svåra kylan i januari-mars 1987. Det halvdåliga berget i zon B och C motsvaras av långsam drivning, särskilt i takorten. Däremot har det sprickrika berget i zon G inte påverkat drivningen nämnvärt. Förklaringen torde ligga i att de tjockaste lerslagen befinner sig i väggarna och tunnar ut mot taket samtidigt med att de delar upp sig i ett antal sprickor med cirka en meters inbördes avstånd.

Taket och väggarna i takorten förstärktes med ingjutna bultar innan övre pallen drevs. I huvudsak användes 4 meter långa 25 millimeters kamstål. Vid speciella tillfällen användes 6-10 meter långa 32 millimeters kamstål. Inför drivningen av den undre pallan förstärktes väggarna i den övre med selektiv bultning av främst basiska gångar, vars kontakter ofta är kloritomvandlade. Denna förstärkning av väggarna utfördes för att undvika utglidning vid utsprängningen av respektive pall. Takorten och övre pallan karterades kontinuerligt för att få underlag för beslut om den permanenta förstärkningen.

Bultförstärkningen i tunneln visas i tabell 4. Den högre bultfrekvensen i zon B-C har samband med det dåliga berget som har orsakat kyrkan vid sektion 240 och bultfrekvensen är här lokalt väsentligt högre än i dessa zoner i gemen. Den högfrekventa bultningen i zon F kan tillskrivas de mycket regelbundet förekommande smärre utfallen orsakade av den sydostligt stupande sprickgruppen (jfr figur 6). I zon G-H är bultfrekvensen måttlig men kring sektion 460, där några lerslag når taket, finns det särskilt mycket bult.

UTLOPPET

Figur 11 visar förskärningen med dess upp till 40 meter höga väggar och tillfartsvägen sedda från utloppets bergpropp. Tillfartsvägens vägg mot nordväst har i hög grad påverkats av den sydostligt stupande sprickgruppen. Man var tvungen att skrota bort bergpartiet som vilade på en av dessa sprickor varför en stor del av väggen sammanfaller med detta sprickplan som skymtar längst till vänster i bilden. Där tillfartsvägen mynnar ut i förskärningen har hörnets form påverkats av gnejsens planstruktur som skär av hörnet. Detta har lett till omfattande skrotning och bultning. Strax till vänster om bildens mitt syns förskiffringsplanen som stora blanka ytor på hörnet.

I södra väggen, utanför tunnelmynningen finns det stora blankslag parallellt med axelplansförskiffringen. De korsar förskärningen i ungefär 60° vinkel. Där finns även vertikala sprickor som stryker nära parallellt med väggarna. Utglidning kan här ske längs med skärningslinjerna mellan dessa sprickplan. Södra väggen har därför förstärkts med ingjutna bultar med upp till tio meters längd för att motverka utglidning.



Figur 11 Utloppskanal med tillfartsväg. Foto: Lars Hansen.

Figure 11 Outlet channel and access road. Photograph by Lars Hansen.

Första tunnelpåslaget misslyckades. Genom samverkan av två sprickor (varav den ena låg dold bakom påslagsväggen) med fyllnad av klorit, glimmer och epidot rasade ett stort bergparti i samband med sprängningen. Då norra sidan av förskärningens gavel bedömdes vara instabil, beslutade arbetsledningen att flytta påslaget några meter åt söder för att få en bredare stödpelare av berg till norra anfanget (figur 12). Tunnelmynningen har dessutom förstärkts med en gjuten betongbåge (figur 13)



Figur 12 Tunnelpåslaget. Foto: Lars Hansen.

Figure 12 Tunnel outlet. Photograph by Lars Hansen.



Figur 13 Betongförstärkning av tunnelpåslaget. Foto: Lars Hansen.

Figure 13 Concrete support of the tunnel outlet. Photograph by Lars Hansen.



Figur 14

Tunnelns uppströmsände. Vy mot intaget och första schaktet. Foto: Lars Hansen.

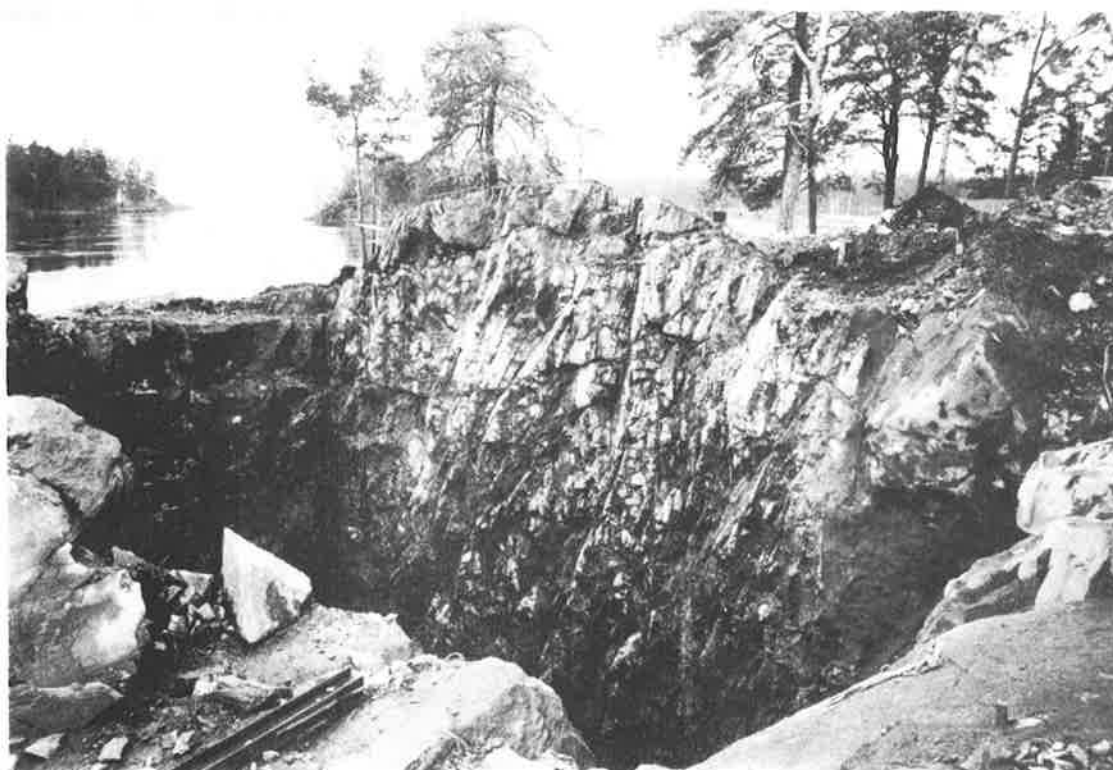
Figure 14

Upstream end of tunnel. View towards the intake and the first shaft. Photograph by Lars Hansen.

INTAGET

Intaget sprängdes i tre steg: När takorten var färdig sprängdes ett schakt med arean 11X5 meter. Efter drivningen av de två pallarna till ett stycke in under Vänerns botten strossades schaktet ut till 11X20 meter fram till stranden. Det sista steget var sprängningen av ett storskott omfattande hela tunneltaket under sjöns botten.

Figur 14 visar tunnelns uppströmsände och storskottets undersida samt det första, mindre schaktet och figur 15 visar schaktets väggar efter utstrossningen av det stora schaktet (11x20 m). Sprickorna med strykning längs med gnejsens förskiffring befarades kunna samverka med den dominerande sprickgruppen med sydostlig (nedströms) stupning. Dessa sprickor visar, som tidigare nämnts, tecken på att vara drag-sprickor. Ytorna är släta med beläggningar av lermineral. Sprickorna utgör förkastningar och för dessutom vatten. Detta befarades kunna ge upphov till såväl större som mindre kilutfall vid pallsprängning och i synnerhet i samband med sprängningen av storskottet (figur 16).

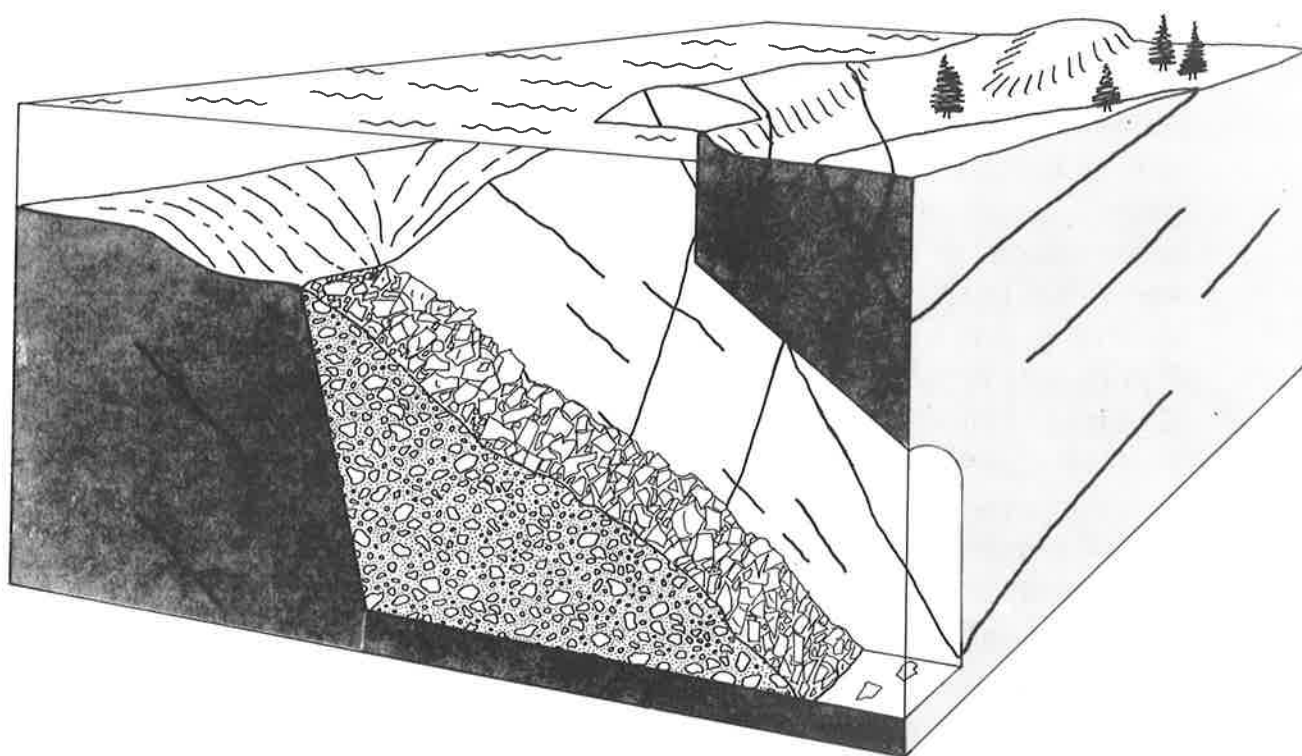
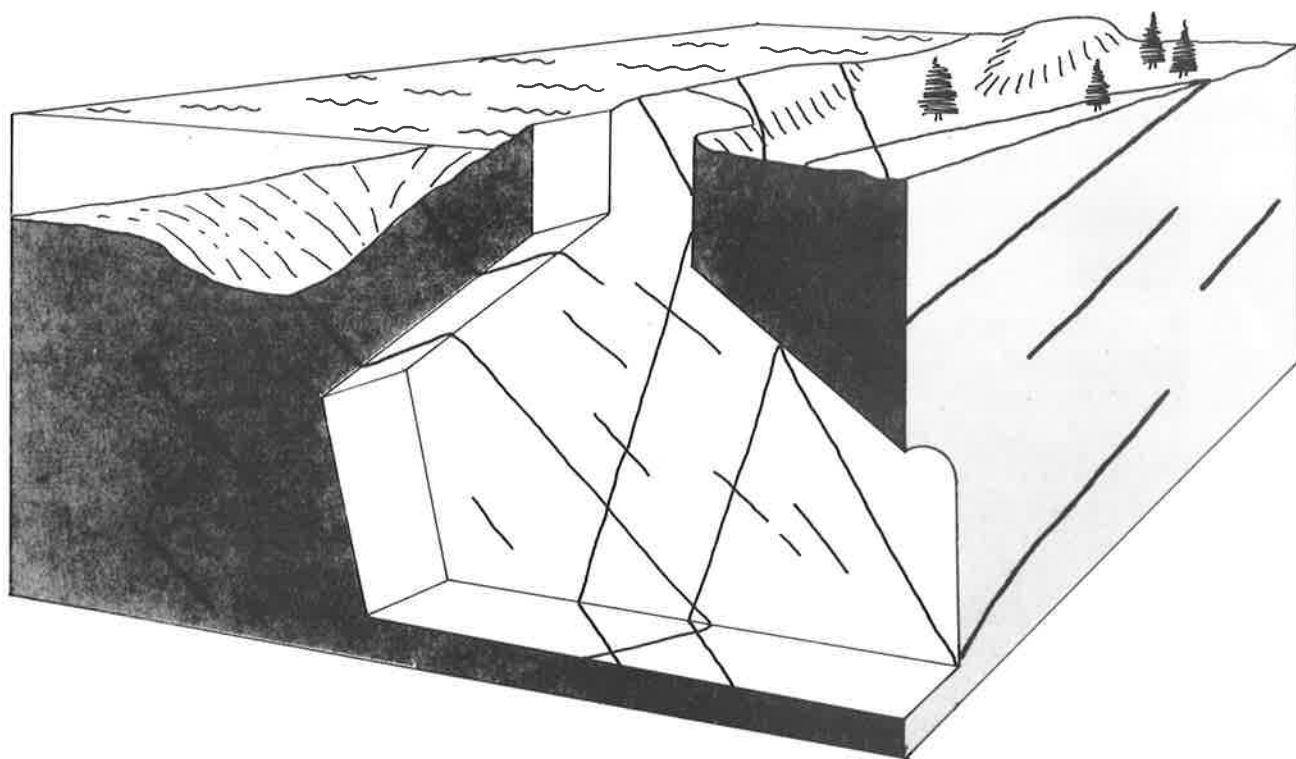


Figur 15 Intaget efter utstrossning av steg 2. Foto: Lars Hansen.

Figure 15 Intake after stoping of the shaft. Photograph by Lars Hansen.

För att motverka sådana utfall har berget på norra långsidan förstärkts med en lodrät rad av sexton stycken 26 meter långa kabelbultar i solfjädersform en meter från väggen samt två rader med lutande kabelbultar ansatta 17 meter från intagets norra långvägg och lutande mot denna. Den ena raden bestod av sex 8,5 meters bultar och den andra av fem 11,5 meters bultar. Löpfrån takorten sattes 12 st åtta meters bultar, 27 st tio meters bultar och 14 st fyra meters bultar, alla cementingjutna 32 mm kanistål.

Det avslutande storskottet omfattade berget beläget mellan takorten och vattnet, sammanlagt 6710 kubikmeter som sprängdes i en enda salva. Sammanlagt användes 5080 kg sprängämne, varav 4370 kg laddades under jord och 710 kg från schaktet. För att kunna arbeta säkert vid pallsprängning och laddning under storskottets bergpropp förstärktes tunneltaket med 25 st temporära 4 meters bultar. Dessa bultar var av glasfiber för att inte störa sprängningen av storskottet. Storskottet sprängdes fredagen den 15. juli kl 09.45 (figur 17).



Figur 16 Blockdiagram av intaget före och efter sprängningen av storskottet.
 Figure 16 Block diagram of the intake before and after the final big blast.



Figur 17. Sprängning av storskottet. Foto: Jüri Martna.

Figure 17 The final blast. Photograph by Jüri Martna.

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

De bergtekniska förhållandena i tunneln stämmer väl överens med de slutsatser som kan dras av förundersökningsresultatet. Större delen av tunneln ligger i berg som kan betraktas som bra. De krosszoner, som har påträffats i tunneln, har haft begränsad utsträckning och har ofta delat upp sig i ett antal tunna skjuvsprickor med ett avstånd på uppåt en meter.

Vid kärnborrning i berg kan man således inte automatiskt dra slutsatsen att en krosszon är kontinuerlig med avseende på sin karaktär och krossintensitet, inte ens om zonen uppträder i flera kärnor. Exempel på motsatsen har dock rapporterats från tunnlar i fjällkedjans överskjutna berggrund och i prekambrisk metasediment i Dalsland (Martna & Hansen 1986, 1988, Hansen & Martna 1987, 1988). Omvänt bör man vara på sin vakt om sprickor med glidytor och/eller lermine-ral uppträder i en kärna, även om fyllnaderna är tunna och sprickorna glesa. Redan ett tiotal meter längre bort kan sprickorna samlas till en krosszon med en tjocklek av kanske en meter eller mer.

Inför sprängningen av storskottet borrades ett kärnborrhål vinklat i 45° längs bergproppen. Borrkärneupptagen orienterades för att kunna fast-

ställa sprickornas geografiska orientering. Vid karteringen av kärnan ställdes kärnlådan helt enkelt så att kärnan hade samma lutning och riktning som vid borrningen. Sprickors och andra diskontinuiteters orientering kunde därvid mätas med en vanlig klinometerkompass. Karteringsmetoden är mycket enkel att använda, och om kartering sker direkt på borrhådan kan viktiga strukturer i kärnorna direkt korreleras med synliga strukturer i terrängen och med tidigare karteringsdata, förutsatt att geologen är väl förtrogen med den strukturella uppbyggnaden av områdets berggrund.

Beträffande indelningen i bergtekniska klasser typ CSIR, verkar det som om CSIR klassificeringen i för liten utsträckning tar hänsyn till bergets självstabiliserande egenskaper. Trots att större delen av zonerna B och C tillhör klass III, har bergets ståtid med endast selektiv bultning motsvarat klass II enligt gängse diagram (jfr. Hoek & Brown 1980, p 25). Endast i de begränsade delar av sprickzonerna som kan betraktas som egentliga krosszoner med lösa bergbitar i en matrix av finare material (lera - grus) stämmer bergets ståtid med klassifikationen.

Här spelar krosszonens mäktighet och orientering en stor roll. När det lösa materialet närmast tunneln har fallit ut stabiliserar sig taket på grund av att det finns en kil av fast berg under krosszonen på vilken det lösa materialet kan vila. I det här avseendet är zonens medelbranta lutning på runt 50 grader en fördel förutsatt att zonens fyllnad består av friktionsmaterial. Är krosszonen vertikal eller brant är det ju en fråga om fritt fall medan materialet i en flackare zon lättare kan låsa sig självt. Blir lutningen ändå flackare är det i stället kilen av fast berg under zonen som kan falla.

Även ett svaghetsplans stupningsriktning i relation till drivningsriktningen är av betydelse för stabiliteten. I Vargön har de smala krosszonerna i regel stupat nedströms, d.v.s mot drivningsriktningen. Zonerna har således påträffats först i botten av tunneln och alltså inte kommit som överraskningar. Om man driver en tunnel mot svaghetsplanens stupning går dessutom spränggaserna inte in i taket och trycker ut block, vilket är fallet vid drivning med stupningsriktningen.

Vid drivningen av övre pallen uppmärksammades att flera block lossnade i taket. Större delen av taket har därefter sprutats med betong för att undvika utfall. Orsaken till lossnandet kan eventuellt sökas i att den minsta tryckspänningen, kanske till och med en dragspänning är orienterad i tunnelriktningen.

Litteratur

- Hansen, L. & Martna, J. 1987. Tunnel drivning i komplex berggrund - erfarenheter från Vietas. 1. Bergets struktur, tunnelns form och förstärkningsbehovet. Bergmekanikdag 1987, 77-92. BeFo. Stockholm.
- Hansen, L. & Martna, J., 1988. The condition of the 80 years old, unlined headrace tunnel at the Håverud hydropower station, Sweden. Bergmekanikdag 1988, 77-92. BeFo. Stockholm.
- Hoek, E. & Brown, E. T., 1980. Underground excavation in rock, 1-527. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Holtz, T. 1984. Vargöns kraftstation, Vänerens utlopp, bergundersökning. Tekn. rapport, 1-. VBB/Vattenfall.
- Martna, J., & Hansen, L., 1986. Vietas Kraftstation. Tilloppstunnel 3 Dokumentation av geologiska förhållanden och tunnelns drivning, 1-138. Swedish State Power Board, Stockholm.
- Martna, J. & Hansen, L., 1988. Tunnelling in a complex rock mass. Experience from Vietas, Swedish Lapland. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 3, No. 3, 283-294. Pergamon Press.

SUMMARY

Vargön Hydropower Station is situated in south-west Sweden at the outflow of Lake Vänern into River Göta Älv. The tunnel through Huvudnäsön has been constructed in order to minimize friction losses. The tunnel is about 400 metres long with a cross-sectional area of 252 m². The walls of the intake shaft are about fifty metres high and those of the outlet channel are about forty metres. The intake was excavated in three steps: 1) excavation of a shaft of 11x5 metres, 2) stoping of the shaft to 11x20 metres and 3) tapping of the lake by blasting of a round comprising about 6710 cubic metres of rock under water.

The tunnel, the intake and the outlet have been subject to a comprehensive geologic mapping, the aim of which has primarily been to obtain a basis for decisions concerning permanent support.

The bedrock on Huvudnäsön consists of a Precambrian gneiss, the foliation of which, as a rule, strikes north to south with a steep westerly dip. The rock is folded around an axis plunging northwards. Along the northward dipping axial plane foliation, there are some faults containing phyllonites and fault gouge. Another dominating structure is a group of water-bearing joints striking athwart the tunnel with a dip to the south-east, downstream. The slickensided faces of the joints form distinct slopes in the terrain. In the tunnel, some of these joints have appeared to be small normal faults dislocating earlier rock structures a

few metres each. The faults contain fault gouge.

The geologic structures have had little influence on the rate of excavation, but have influenced on the dimensioning of the permanent rock support. For instance, the intersection of the faults and the gneissic foliation plunged towards the tunnel intake and led to a comprehensive support comprising grouted cable bolts of twenty-six metres' length.

BERGMEKANISKA UNDERSÖKNINGAR OCH STABILITETSBERÄKNINGAR.

Rockmechanic investigations and stability analysis

Tekn dr Anders Fredriksson, ADG Grundteknik
Professor Håkan Stille, KTH/Skanska

INLEDNING

Bergmekaniska beräkningar har utförts under flera skeden under byggandet av tunnelintaget. Beräkningarna har omfattat bl a följande.

- o Tredimensionell boundary elementanalys.
- o Tvådimensionell boundary elementanalys för att tolka mätningen.
- o Stabilitetsberäkningar för utglidande kilar i schaktväggen.
- o Finita elementanalys av kabelbultförstärkning.

De två första punkterna utfördes av ADG Grundteknik AB och de två följande i samarbete mellan ADG Grundteknik AB och Kennert Röshoff, BEMEK AB. Beräkningarna har under byggnadstiden följts upp med bergmekaniska mätningar för att kontrollera det verkliga uppförandet. Mätningarna utfördes av ADG Grundteknik AB i samarbete med BEMEK AB. Nedan beskrivs de olika analyserna och de viktigaste resultaten.

TREDIMENSIONELL BOUNDARY ELEMENTANALYS.

Tunnelintaget skulle sprängas i tre steg, nämligen.

- o Drivning av takort och ett schakt 11 x 5 m.
- o Efter drivning av två pallar i tunneln strossning av schaktet fram till Vänerns strand. En takskiva skulle vara kvar som vattenbarriär.
- o Sprängning av storskott omfattande allt berg under sjöytan.

Geometrin vid tunnelintaget är sådan att spänningssituationen i högsta grad blir tredimensionell när intaget utsprängs. För att studera inverkan av geometriska faktorer såsom takskivans tjocklek på stabiliteten vid intaget under utsprängning utfördes på ett tidigt stadium tredimensionella boundary elementanalyser. En annan viktig fråga var vilken betydelse det horisontella ini-

tialspänningstillståndet hade och vid vilka nivåer som problem kunde förväntas. Intagets slutliga geometriska utseende bestämdes av andra faktorer än bergmekaniska såsom strömningstekniska. De bergmekaniska analyserna skulle ge svar på vilka förstärkningsinsatser som kunde behövas vid intaget.

Bergmassans egenskaper vid tunnelintaget

Bergmassans egenskaper har baserats på utförda karteringar av kärnborrhål. Bergmassans elasticitetsmodul har utvärderats enligt Bieniawski's klassificeringssystem (1979) det s k RMR-systemet. RMR-värdet är ca 75. Detta motsvarar en elasticitetsmodul av ca 50 GPa.

Bergmassans hållfasthetsegenskaper har utvärderats enligt en av Stille (1982) föreslagen metod utgående från RMR-värdet. Metoden ger ett RMS-värde som i detta fall ligger mellan 60-80. Detta motsvarar en enaxlig tryckhållfasthet hos bergmassan på ca 12 MPa.

Resultat av de tredimensionella analyserna

Den tredimensionella analysen utfördes med programsystemet BeFe, ett kombinerat finitaelementprogram och boundary elementprogram utvecklat vid universitetet i Queensland, Australien.

I figur 1 visas den använda elementindelningen och i figur 2 visas ett exempel på resultatredovisningen omfattande isoplottbild över den största huvudspänningens storlek.

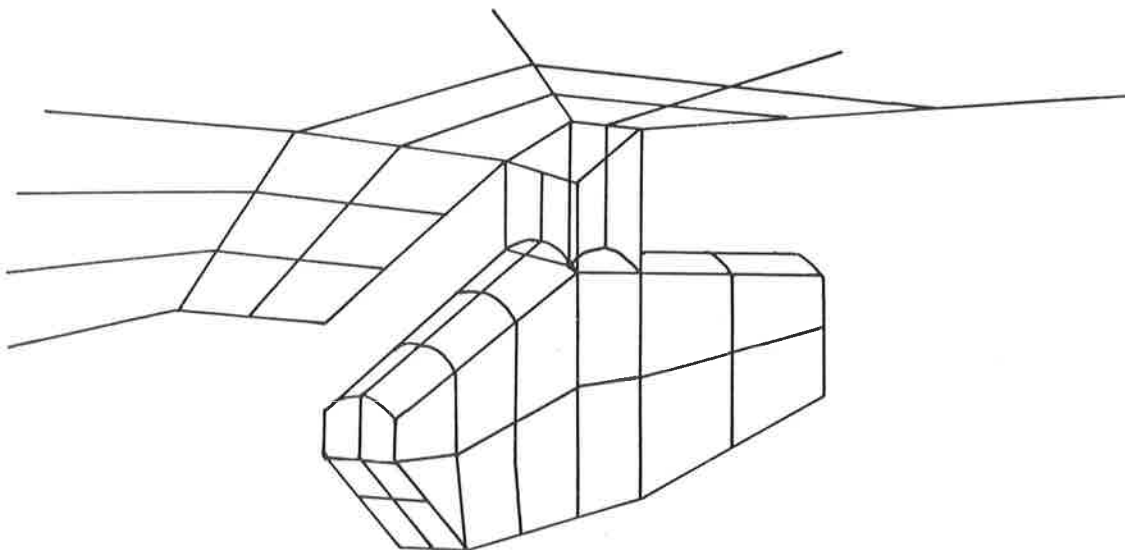


Fig. 1. Tredimensionellt boundary elementnät.
Three dimensional boundary element mesh.

Analysen utfördes med enbart elastiska egenskaper hos bergmassan. De beräknade spänningarna har sedan jämförts med bergmassans hållfasthet. En sammanfattning av resultatet av den treddimensionella analysen visas i fig 3-6.

Fig 3 visar hur största tryckspänningen i takskivan varierar med takskivans tjocklek och storleken på den initiella horisontalspänningen. Motsvarande variation för

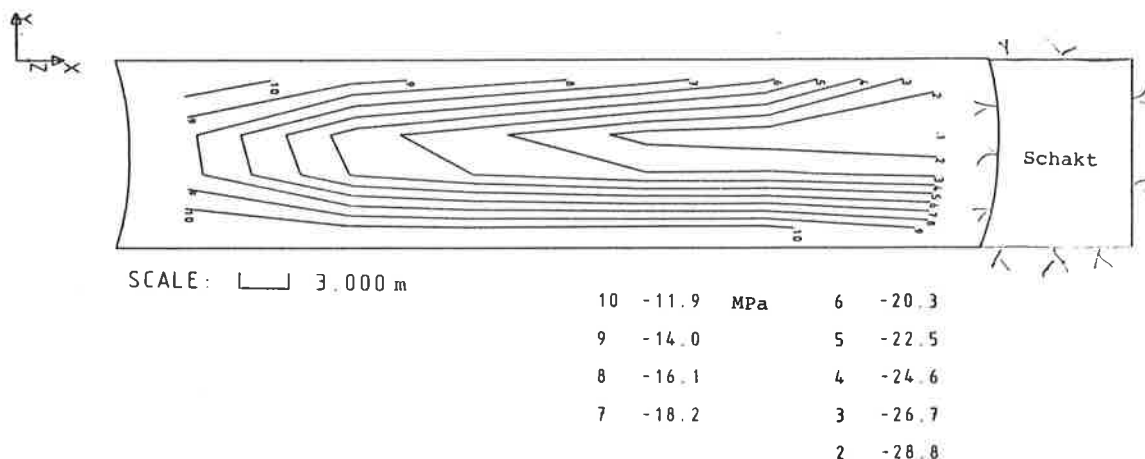


Fig.2 Iso-plott över största tryckspänningen i underkant takskiva.

Isoplot of the major stress in the roof.

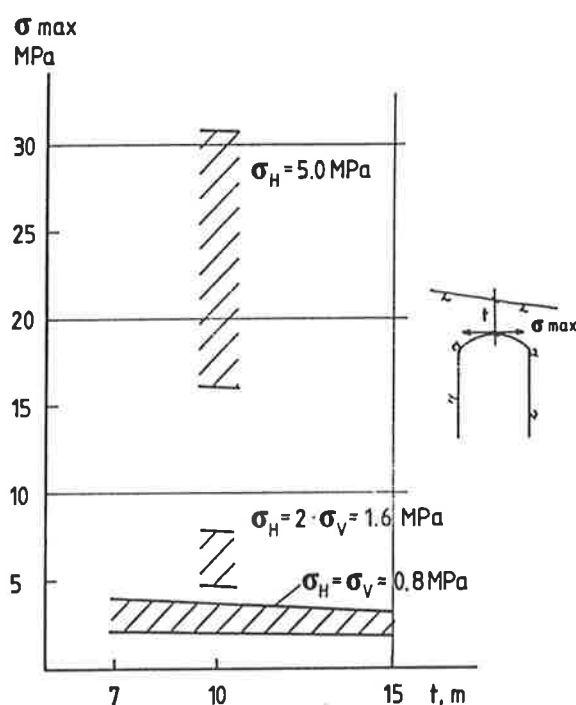


Fig. 3. Största tryckspänningen i hjässan, variation med skivtjocklek och horisontalspänning.

Major stress in the roof, variation with pillar thickness and initial horizontal stress.

dragspänningarna i de vertikala väggarna visas i fig 4.

Resultatet av de tredimensionella analyserna kan kortfattat sammanfattas i följande slutsatser.

- o takskivans tjocklek i det studerade intervallet 7-15 m har ingen större inverkan på det spänningstillstånd som fås i takskivan under utspänning.

- o Den viktigaste parametern för uppkomna spänningar i takskivan är det initiella spänningstillståndet i horisontalldet.
- o Vid en initiell horisontalspänning som överskrider 2.0 MPa kan problem uppkomma i underkant takskiva och systembultning måste tillgripas. Vid en initiell horisontalspänning över 5.0 MPa kan stora problem uppkomma.
- o I de höga vertikala väggarna fås dragspänningar i vertikallad så länge som takskivan finns kvar. Dragspänningarnas storlek beror på den initiella horisontalspänningens storlek. Dessa dragspänningar kan medföra att horisontella sprickor öppnas och därmed ökar risken för utglidning av bergkilar om ogynnsamma spricksystem finns i väggarna.
- o Horisontalrörelsens storlek i de vertikala väggarna beror främst på storleken av den horisontella initialspänningen.

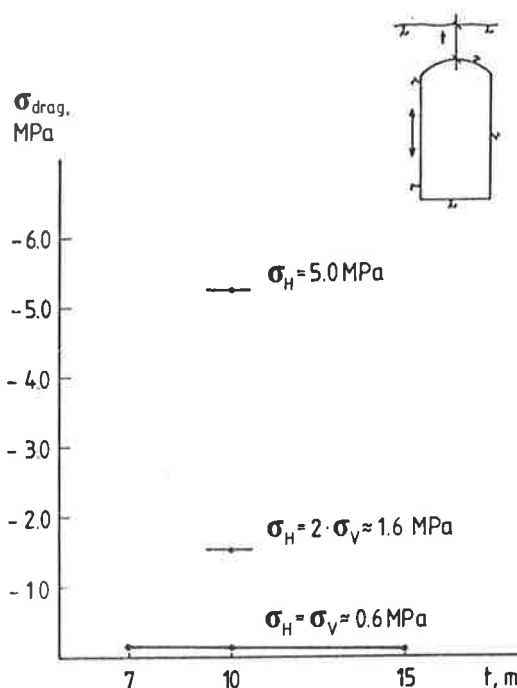


Fig. 4. Största dragspänningen i de vertikala väggarna, variation med skivtjocklek och horisontalspänning. Tensile stress in the vertical walls, variation with pillar thickness and horizontal stress.

INSTRUMENTERING AV TUNNELINTAG.

För att under byggskedet kunna kontrollera de verkliga förhållanden och få underlag för vilka förstärkningsåtgärder som måste vidtagas instrumenterades tunnelintaget med extensometrar, konvergensmätsträckor, mätceller för mätning av spänningsförändringar samt brottindikatorer.

Övervakning av deformationerna kring tunnelintaget hade följande syften:

- o Kontrollera bergmassan stabilitet.
- o Ge underlag för val av den slutliga förstärkningen av schaktväggarna.
- o Ge en god säkerhet vid schaktarbetena.
- o Ge erfarenhet för framtida projekt.

Placering av mätinstrument framgår av fig 5-6. Extensometrarna var försedda med givare för fjärravläsning. Kablar drogs från varje extensometer upp till en manskapsbod på markytan där en loggerutrustning placerades. Till samma logger anslöts även spänningscellerna. Loggern utförde avläsning av anslutna givare en gång per timme och lagrade mätvärdena i sitt minne. Via en vanlig telefonlinje överfördes de lagrade mätvärdena till en persondator på kontoret i Stockholm för uppritning och kontroll.

Brottindikatorerna var ständigt inkopplade till en separat loggerutrustning som gav larm via siren- och ljussignal om någon brottindikator gav utslag. Samtidigt erhålls en utskrift på pappersremsa med tidpunkten för indikationen och vilken brottindikator som gett utslag.

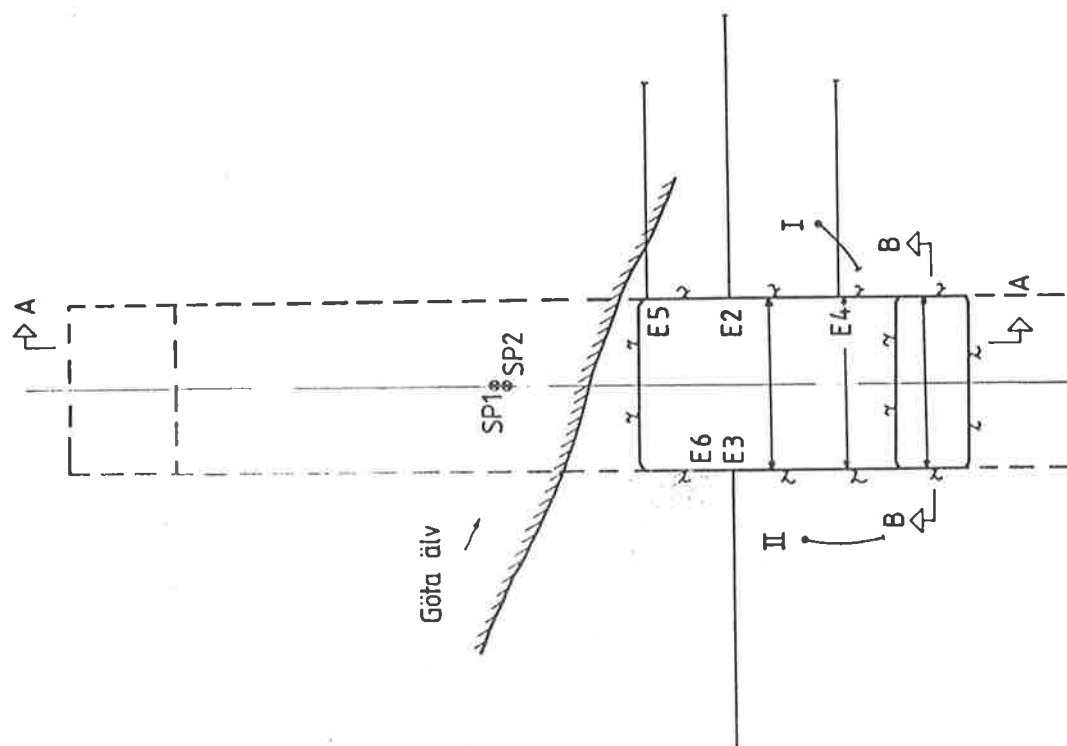


Fig. 5. Plan över instrumentering.
Plan.

Filosofin bakom vald instrumentering var följande:

Mätresultatet från konvergensmätning, extensometrar och spänningsceller skulle ge information om bergmassans egenskaper såsom initialspänningstillstånd och deformationsegenskaper. Mätresultaten skulle fortlöpande

jämföras med utförda beräkningar.

Brottindikatorer och de fjärravlästa extensometrarna utgör ett system som skall ge tidig information om något oväntat var på gång, såsom skjuvning längs sprickplan eller stora deformationer på grund av dålig bergkvalitet.

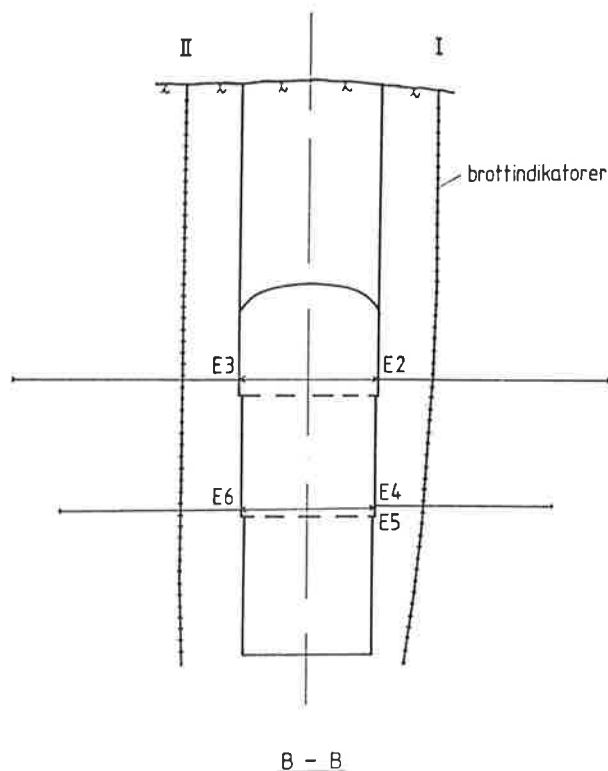


Fig. 6. Sektion genom tunnelintag.
Section of tunnel inlet.

BESTÄMNING AV INITIALSPÄNNINGSTILLSTÅND OCH DEFORMATIONS- EGENSKAPER GENOM TOLKNING AV DEFORMATIONS-MÄTNINGAR.

Instrumentering av sektion i tunnel

Istället för att göra en uppmätning av den initiella horisontalspänningen med överborrning, instrumenterades en sektion i tunneln med extensometrar och konvergensmätsträckor, se figur 7. Ur de uppmätta deformationerna vid uttag av den första pallen utvärderades bergmassans elasticitetsmodul och den initiella horisontalspänningen.

I figur 8 visas de uppmätta deformationerna i tunnelsektionen när pallfronten passerade. Längs sondextensometern uppmäts sammantryckningen eller expansionen av varje meter längs borrhålet.

Tolkning av mätningar i tunnelsektion

För att utvärdera bergmassans elasticitetsmodul och den horisontella initialspänningen utfördes tvådimensionella boundary elementanalyser där bergmassans elasticitets-

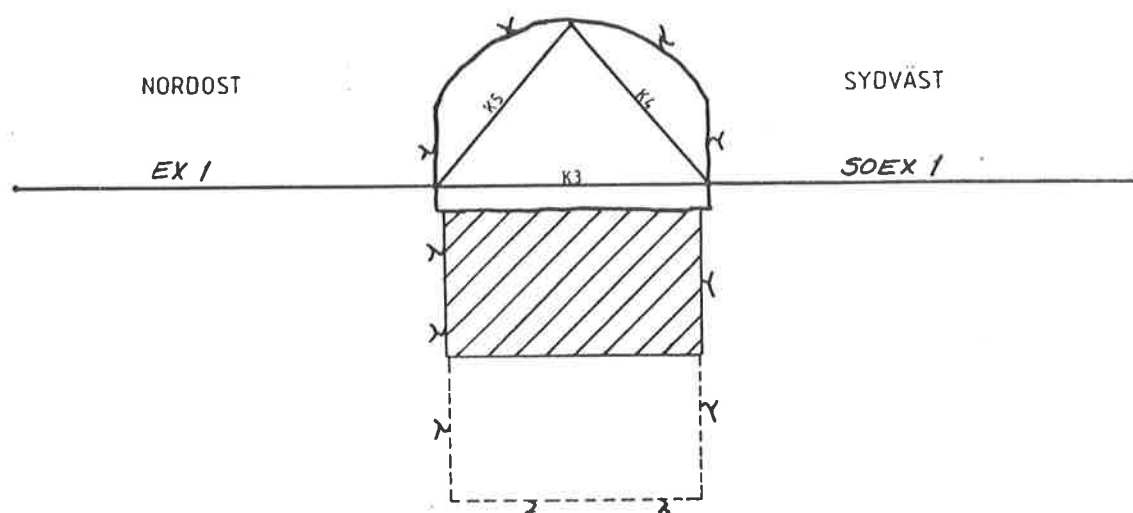


Fig. 7. Instrumentering i tunnelsektion.
Instrumentation in tunnel section.

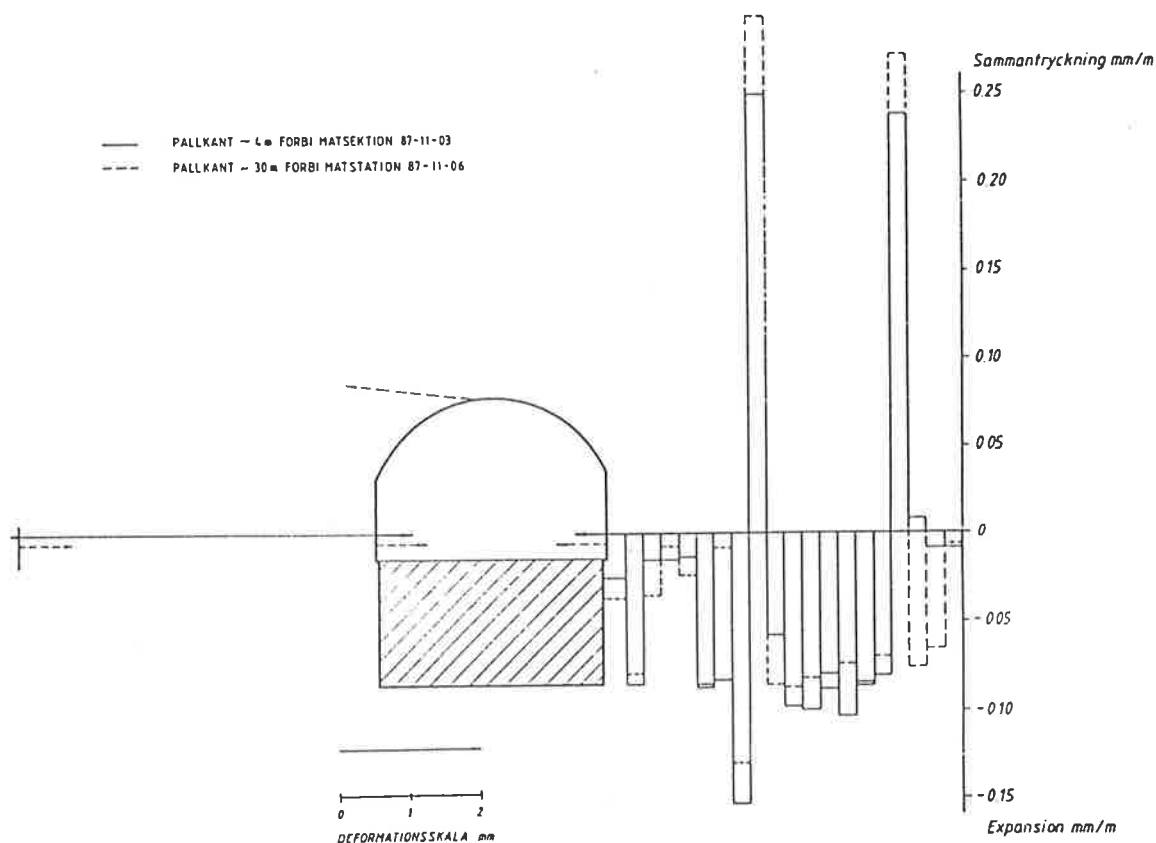


Fig. 8. Deformationsmätningar i tunnelsektion.
Deformation measurements in tunnel section.

modul och den horisontella initialspänningen varierades för att få överensstämmelse med de uppmätta deformationerna.

Ett värde på bergmassans elasticitetsmodul lika med 10 GPa och ett initieellt horisontaltryck lika med 1.0 MPa gav bästa överensstämmelsen med de uppmätta deformation-

erna, se fig 9. Detta värde låg betydligt under det kritiska värde på 2.0 MPa som kunde ge problem i takskivan och de vertikala väggarna. RMR-värdet för bergmassan i den del av tunneln där mätningarna utfördes var lägre än vid tunnelintaget. Värdet var ca 55 - 60 därav den lägre elasticitetsmodulen jämfört med den som använts för bergmassan vid tunnelintaget, Se även föredraget av L Hansen och J Martna.

ANALYS AV KILSTABILITET OCH DIMENSIONERING AV KABELFÖRSTÄRKNING

Efter utsprängning och kartering av det vertikala schaktet (5x11 m) visade det sig att två förekommande sprickgrupper kan bilda kilar som är instabila. Sprickgrupp nr 1 är parallell med bergmassans gnejsighet, med en stryk-

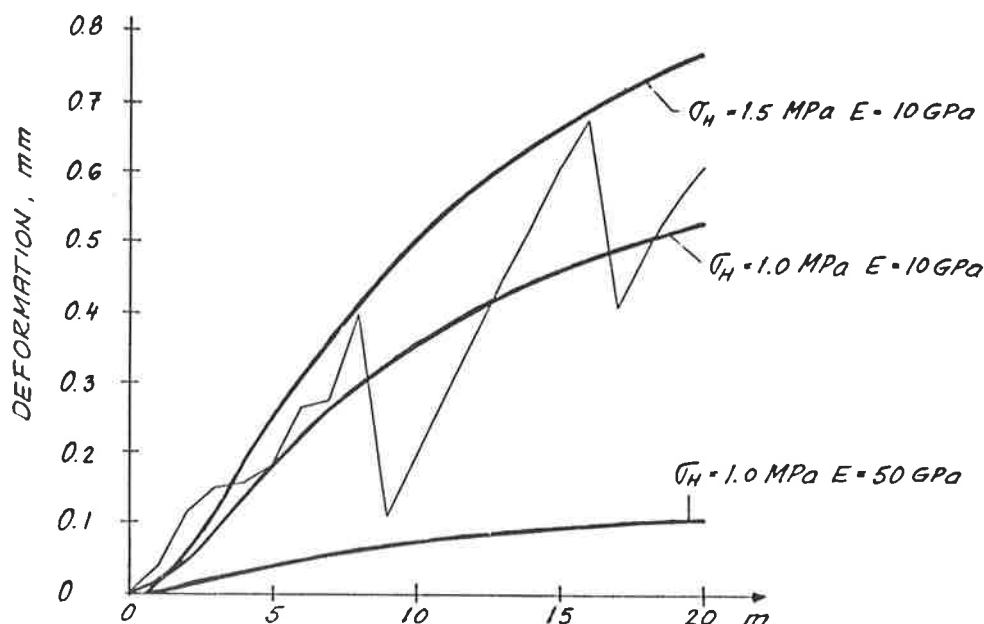


Fig. 9. Jämförelse mellan uppmätta deformationer och boundary elementberäkning.
Comparison between measurements and boundary element calculations.

ning i NS till NSÖ och stupning 70 grader mot väster. Sprickgrupp nr 2 är orienterad i N 50-60 Ö och stupar 30-50 grader mot sydost, se vidare föredrag av L Hansen och J Martna.

En stereografisk plottbild över de två spricksystemen och tunnelns längdaxel visas i fig 10. Skärningslinjen mellan de två sprickplanen lutar ut mot schakten och dess lutning varierar mellan 26 - 42 grader beroende på sprickgrupp II:s stupning. Är friktionsvinkeln i sprickyrtorna mindre än 42 grader är en del kilar instabila. Den verkliga friktionsvinkeln borde ligga i intervallet 27 - 40 grader beroende på sprickyrtornas beskaffenhet. Alltså fanns risk för instabila kilar. Stabilitetsberäkningar utfördes för olika geometriska

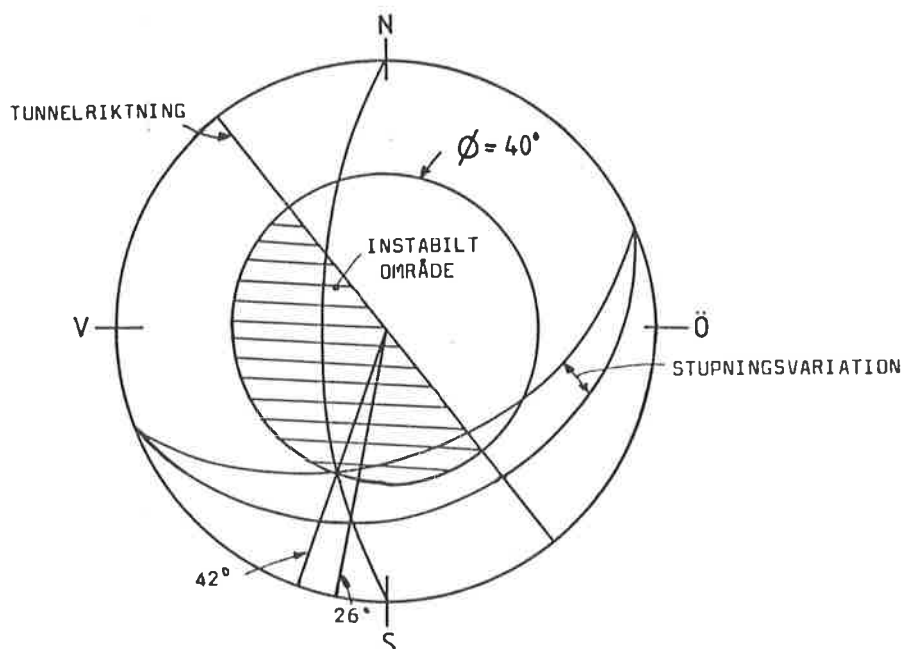


Fig. 10. Stereografisk plottbild över sprickgrupper. Stereonet.

förhållanden på kilen. Friktionsvinkeln för sprickgrupp I antogs till 40 grader och för sprickgrupp II till 30 grader. I figur 11 sammanfattas beräkningarna. Som framgår av figur 11 är säkerheten mot utglidning mindre än 1.0 för kilar med en höjd mindre än 7.0 m. I figur 12 visas beräknad erforderlig bultlast per m² i horisontal riktning för att öka säkerhetsfaktorn mot utglidning till 2.0. Förstärkningsnivån har valts så att kilar med en höjd mindre än 15 m får en säkerhet mot utglidning som är minst 2.0.

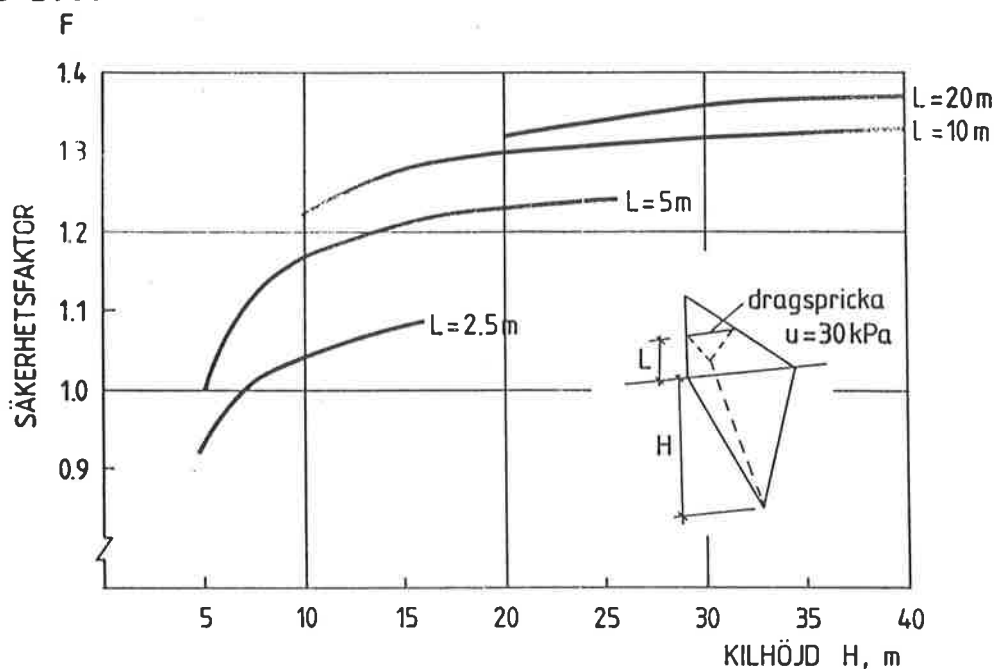


Fig. 11 Säkerhetsfaktorns variation med kilhöjd och dragsprickans läge.
The variation of the factor of safety with wedge height and position of the tension crack.

Val av förstärkningsmetod

Traditionell förstärkning med bultar satta från schaktväggen är i detta fall omöjlig att utföra i det bergparti som omfattas av storskottet. I övriga delar kan sådan förstärkning utföras men det skulle innebära att palldrivningen måste anpassas till förstärkningsbehovet. Kennert Röshoff, BEMEK, tog fram ett förslag till volymförstärkning med kabelbult av bergmassan runt intaget, se fig 13. Fördelarna med förslaget var att förstärkningen i huvudsak utfördes från markytan. Störningen på tunneldrivningen blev på detta sätt mindre.

Kabelbultförstärkningen består av vertikala kablar ca 2.5 m från den vertikala schaktväggen. Dessa kablar stabiliserar mindre kilar. För att förankra större kilar i den övre delen av schaktväggen sattes lutande kablar från markytan. Mot djupet kompletterades med horisontella kamstålsbultar från tunneln.

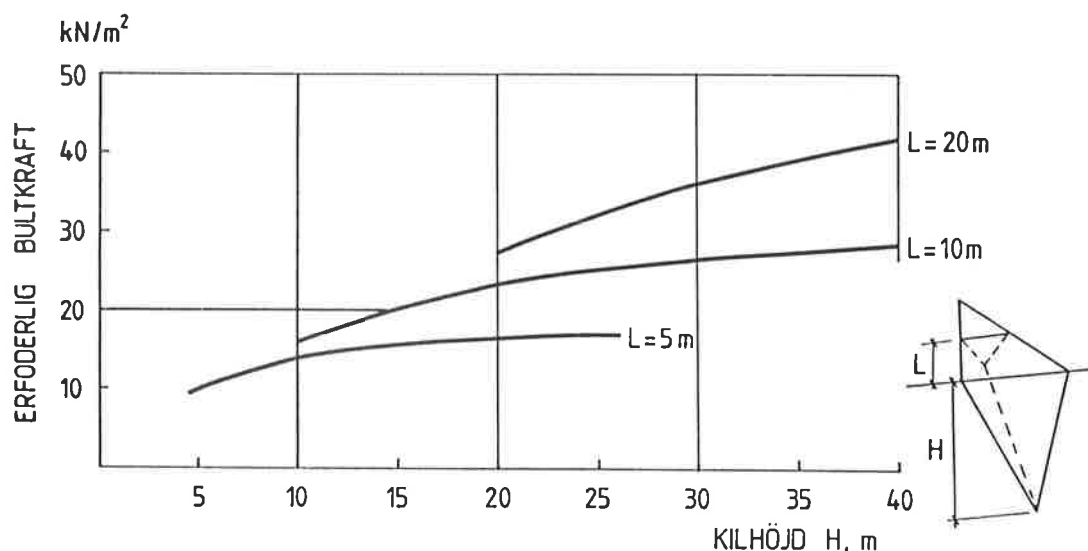


Fig. 12. Erfoderlig bultkraft för en säkerhetsfaktor lika med 2.
Required bolt load for a safety factor of 2.

FINITA ELEMENT ANALYS AV KABELBULTFÖRSTÄRKNINGEN.

För att få en uppfattning om hur kabelbultningen samverkar med bergmassan utfördes en tvådimensionell finita elementanalys med programsystemet JOBFEM. Modellen omfattade ett vertikalt snitt genom schakten under plant deformationstillstånd. Analysen visade på betydelsen av de lutande och horisontella förankringarna. De beräknade horisontalrörelserna i schaktväggen, se figur 14, användes som larmgränser för mätningarna under uttagsperioden. Låg den uppmätta rörelsen under de beräknade rörelserna ansågs schaktväggen stabil och urschaktningen fortsatte. Samtidigt utfördes en noggran kartering av spricksystemen i schaktväggarna, se föredrag av L Hansen och J Martna.

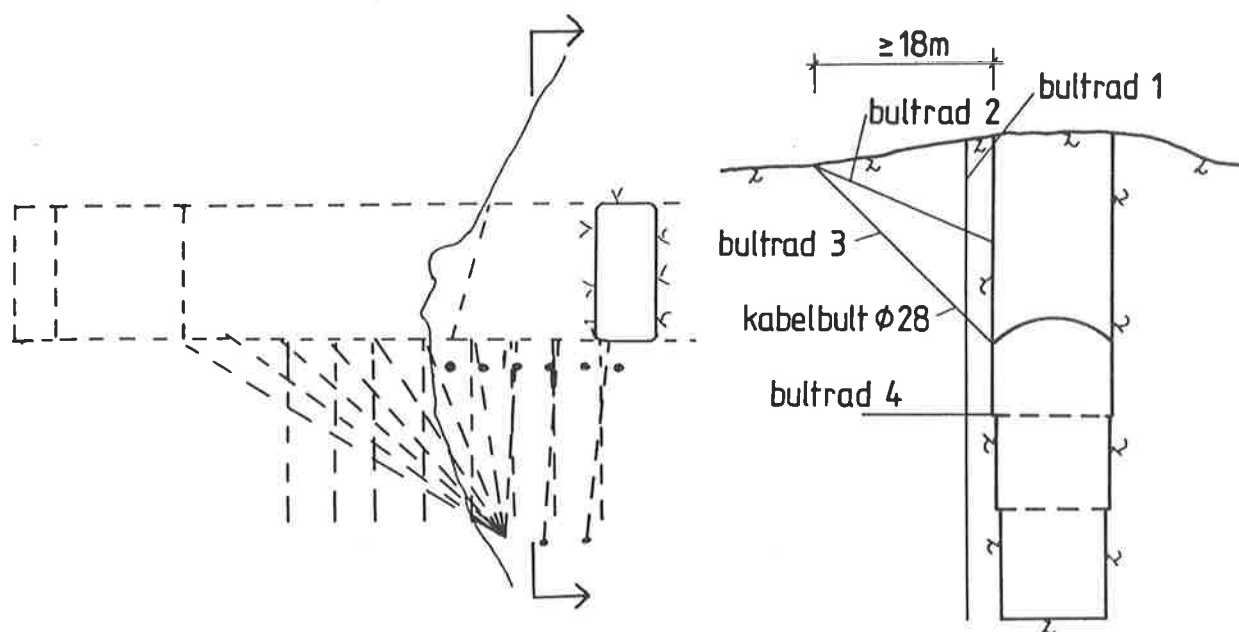


Fig. 13. Kabelbultningens layout.
Layout of the rock reinforcement.

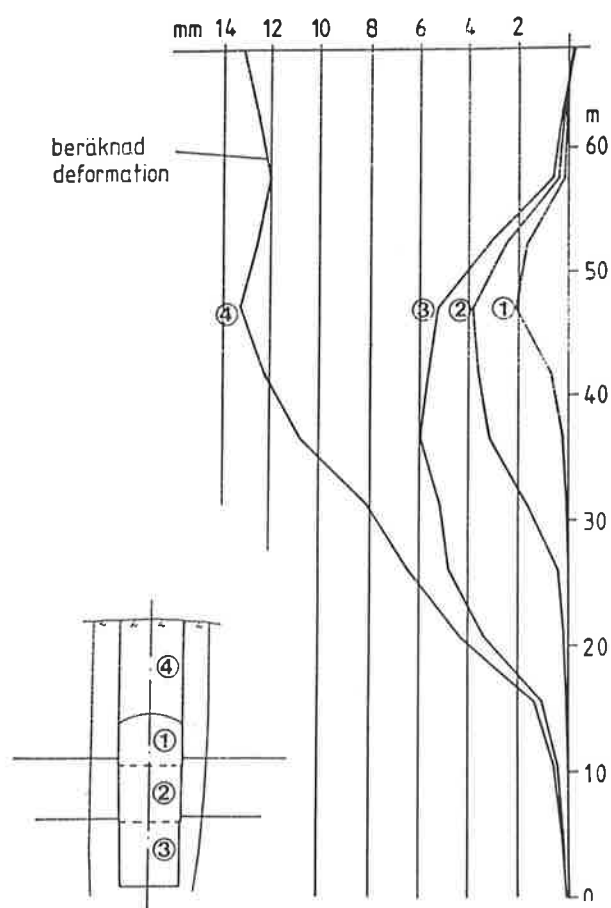


Fig. 14. Beräknade horisontaldeformationer i schakt väggar.
Calculated horizontal deformation in the walls.

JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNADE HORIZONTALRÖRELSE OCH UPPMÄTTA RÖRELSE UNDER UTTAGSPERIODEN.

Under uttagsperioden avlästes extensometrarna och spänningcellerna kontinuerligt via dataloggern. Konvergensmätsträckorna mätes manuellt efter varje schaktetapp. I figur 15 visas exempel på avläsningarna från extensometrarna. Slutmätningen utfördes efter nedstrossning av taks skivan fram till vattenbrynet. I figur 16 jämförs de uppmätta horisontalrörelserna i schaktväggarna med de beräknade. Pilarnas längd anger storleken på de uppmätta rörelserna under varje schaktetapp och skall jämföras med avståndet mellan de heldragna kurvorna (beräknade värden). Det framgår av figuren att de uppmätta deformationerna är något mindre än de beräknade. De uppmätta rörelserna är något större i den norra schaktväggen där det fanns risk för utglidning av kilar.

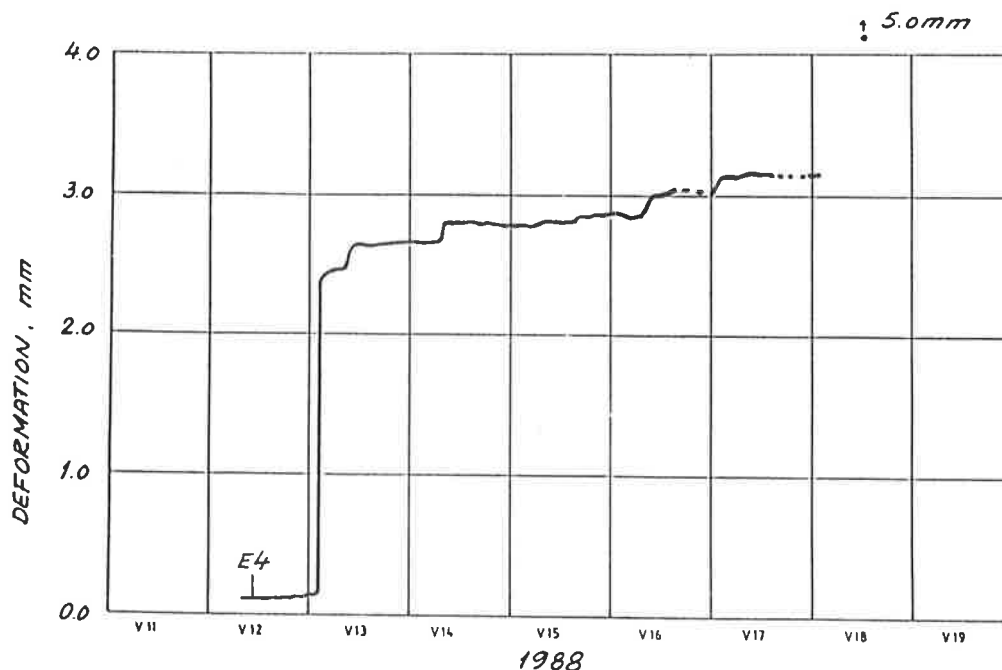


Fig. 15. Exempel på kontinuerlig avläsning av extensometer.
Example of readings from the extensometer.

Schakten slutfördes utan att några onormala rörelser upptäcktes i schaktväggarna eller att brottindikatorerna gav utslag för skjuvrörelser i längs sprickplan.

SUMMARY

The article describes the stability analyses, reinforcement and monitoring of the walls in a 50 m deep inlet to a 250 m² water tunnel, excavated in gneiss. Wedge failure was expected in one of the walls due to unfavourably oriented joints. During the excavation a crown pillar was left as a temporary water barrier to the lake.

Boundary element and finite element modelling, two and three dimensions, were performed in order to study the stability of the high walls.

The rock mass characteristics, deformability and estimation of the rock stresses were evaluated by in situ measurements during the excavation of the gallery and the first bench in the tunnel.

Both walls and crown pillar were instrumented and monitored by remote reading during the excavation. The deformations in the walls were measured by extensometers and convergency measurements.

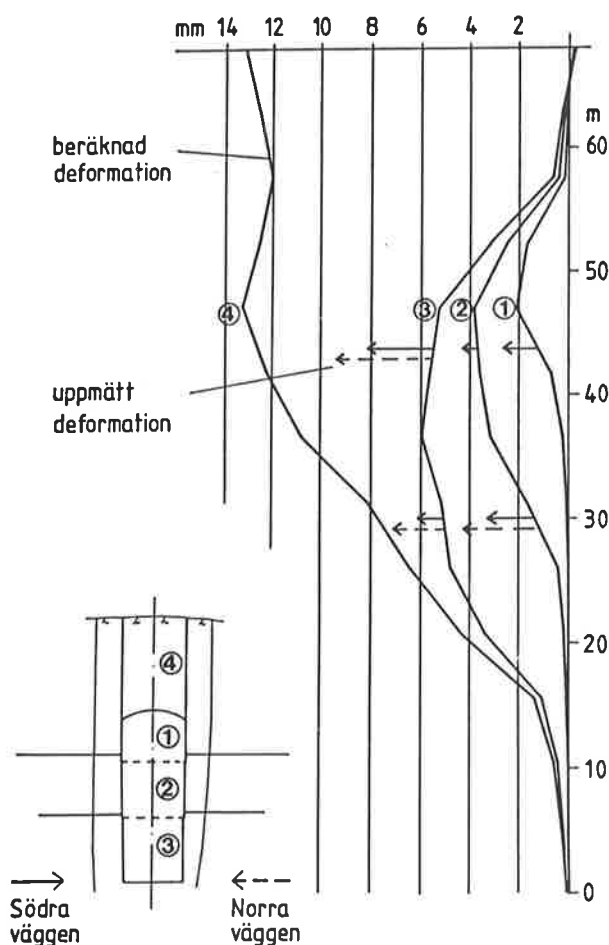


Fig. 16. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta horisontalrörelser i schaktväggarna.
Comparison between calculated and measured horizontal deformation in the walls.

REFERENSER

Bieniawski, Z.T. (1979) The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications. Int. Congress of Rock Mechanics, Montreaux Vol 2, 1979.

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

VATTENTRYCK OCH DRÄNERING - VARGÖNS KRAFTSTATION

Ground water heads and drainage measures at Vargöns hydro Power plant

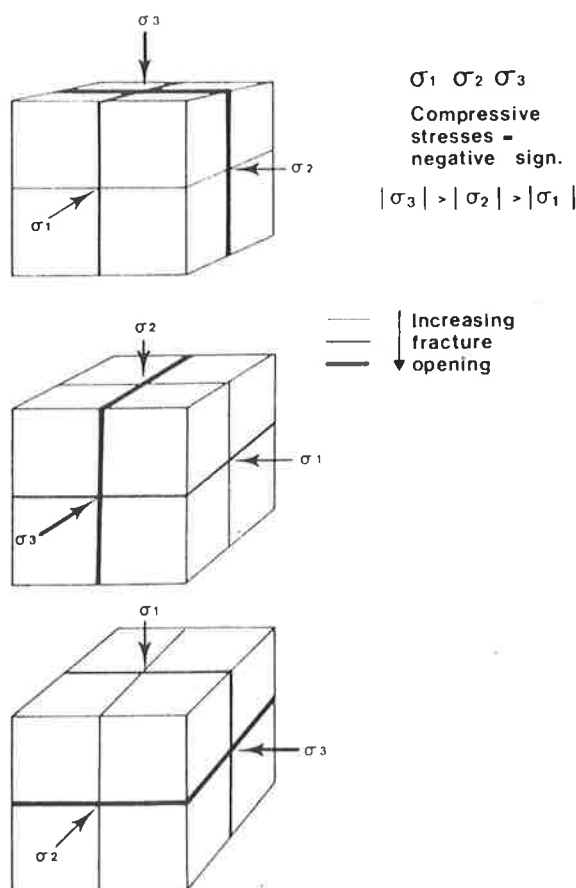
Yrjö Lintu och Tommy Olsson
Golder Geosystem AB, Uppsala

INLEDNING

En effektutbyggnad av Vargöns kraftstation i Göta älv har utförts under perioden 1986-1988. Utbyggnaden omfattade bland annat en tunnel för att minska fallförlusterna mellan Vänern och kraftstationen. Utformningen av tunnelintaget är i form av ett schakt med ca 50 m höga bergväggar på en sträcka av 50 m. Stabiliteten av dessa bergväggar var av stor betydelse för hela anläggningens funktion. Höga vattentryck i väggarna kunde menligt påverka intagets stabilitet under byggnadsskedet.

Utförda stabilitetsberäkningar visade att spänningsfördelningen kring inloppet skulle påverkas i samband med utsprängningen vilket i sin tur påverkar sidobergets hydrauliska egenskaper, dvs vissa sprickriktningar öppnas medan andra sluts (jämför Figur 1). Denna förändring av spänningsfördelning och sprickegenskaper bedömdes kunna orsaka icke önskvärda effekter i form av oacceptabla vattentryck. Generellt sett visade de utförda stabilitetsberäkningarna att en spänningssituation uppkommer där horisontella sprickor öppnas, medan vertikala sprickor, parallella med bergväggarna, endast marginellt påverkas. Andra sprickriktningar påverkas i varierande grad beroende på deras orientering i förhållande till spänningsfältet.

Det sekundära spänningsfältet medför således att en tät hud (låg genomsläpplighet) utbildas i partier som domineras av vertikala sprickor parallella med de blivande schaktväggarna. Resultatet blir att höga vattentryck kan byggas upp relativt nära bergväggen. Det bedömdes därför som angeläget att kontrollera grundvattentrycket i olika avsnitt av schakten under tunneldrivningens gång. För detta ändamål upprättades ett speciellt mät- och kontrollprogram i syfte att erhålla ett underlag för val av åtgärdsstrategi. I denna uppsats redovisas resultatet från grundvattenmätningarna samt utformning och funktionskontroll av utförda dräneringsinsatser.



Figur 1. Schematisk illustration av hur sprickgenomsläppligheten beror av spänningssituationen.

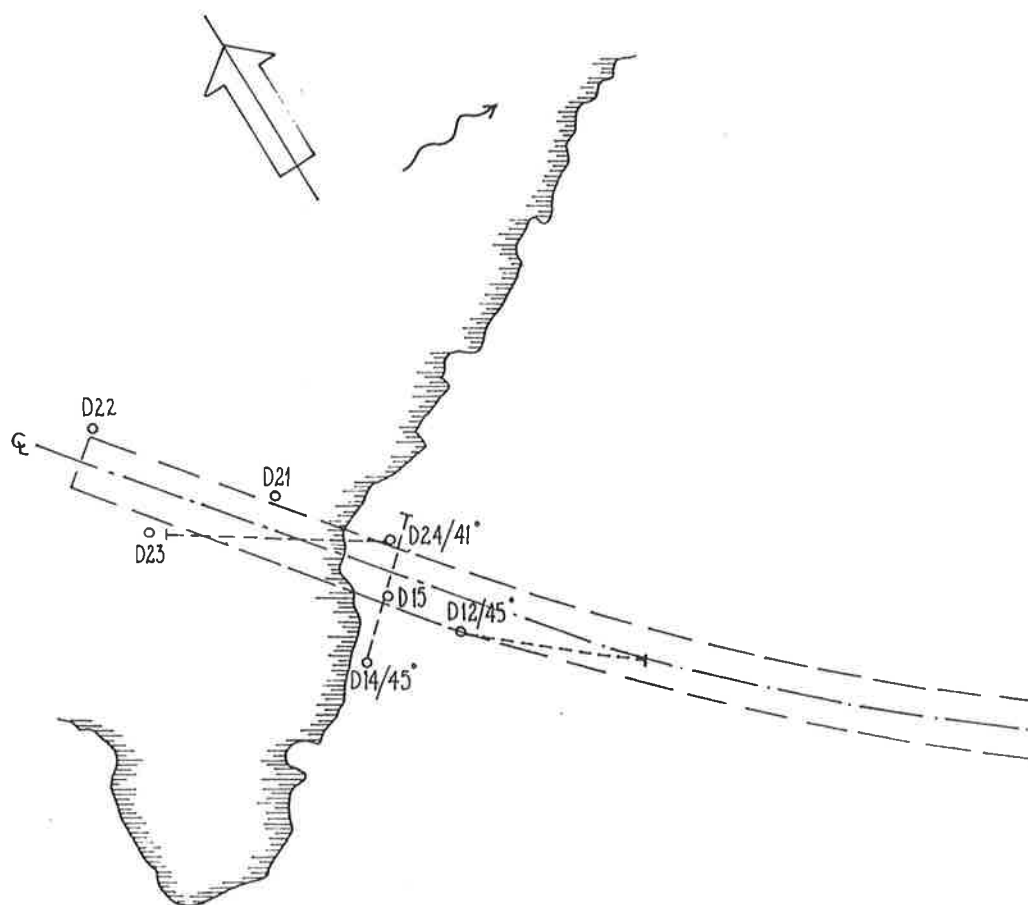
Schematic illustration of the effect of stress on the water bearing ability of fractures.

GEOLOGISKA OCH HYDROGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Berggrunden inom anläggningsområdet utgörs av gnejsberggrund som tillhör till Västsveriges pregotiska gnejser. Den ursprungligen granitiska bergmassan har genom omkristallation gett upphov till denna väl förgnejsade bergart. Förskiffringen har en nordsydlig strykning och en brant stupning. Bergmassan är i huvudsak frisk eller obetydligt vittrad. Starkaste vittringspåverkan har registrerats vid tunnelutloppet.

De flesta sprickorna som skär tunneln stryker i NNO-NO riktning och stupar 30-50° mot SO, dvs sprickorna skär gnejsens förskiffringsplan. En del sprickor är även parallella med gnejsens struktur med en medelbrant till brant stupning. De medelbranta sprickorna är dock dominerande vid tunnelinloppet där de normalt har en stupning på ca 30° (Hansen, 1988).

Hydrogeologiska undersökningar utfördes i samband med förundersökningen i 9 kärnborrhål inom anläggningsområdet. Dessa undersökningsborrhål är i huvudsak kon-



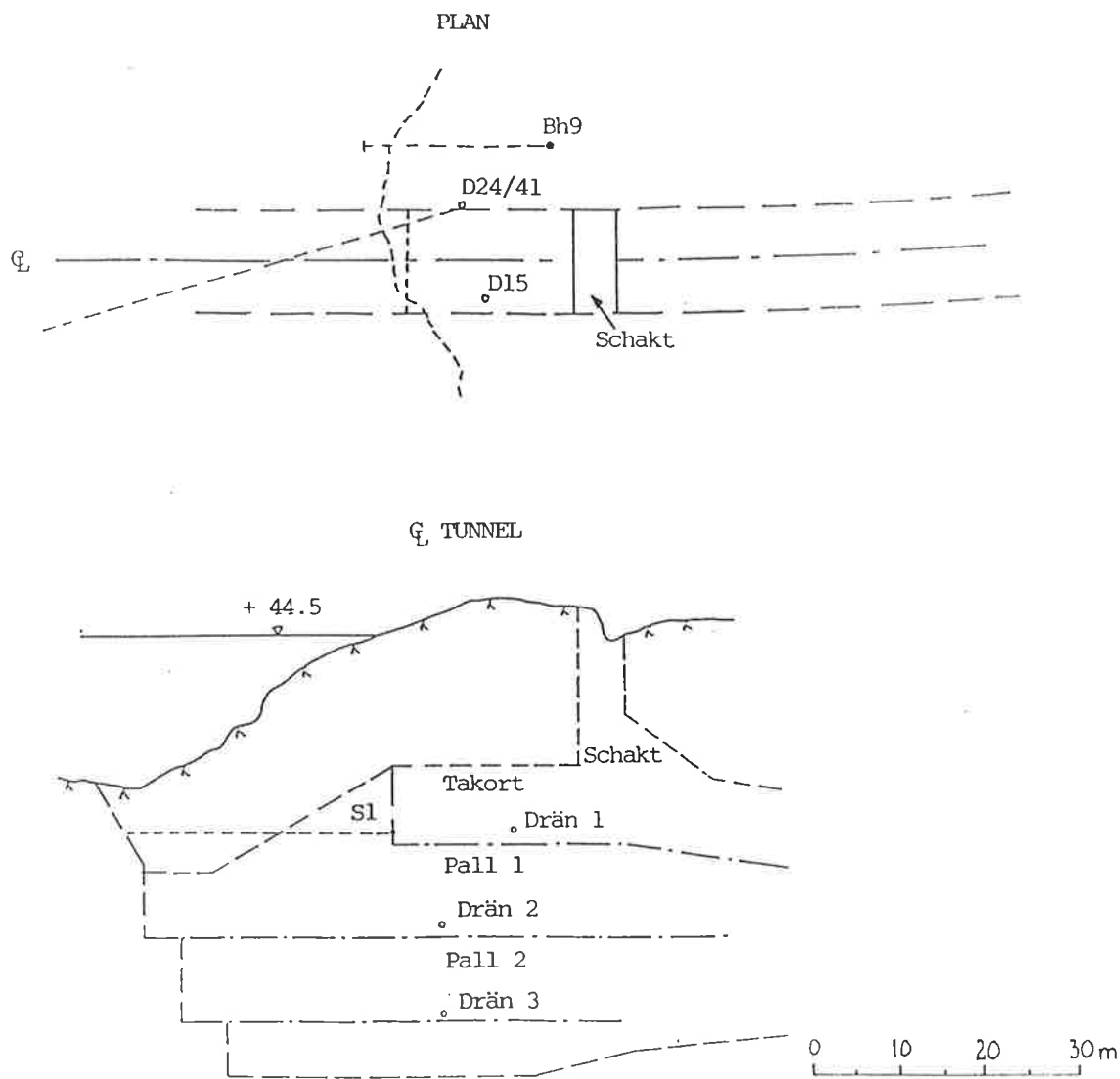
Figur 2. Borrhål från förundersökningsskedet.

Site investigation boreholes at the tunnel inlet.

centrerade till tunnelintaget. Figur 2 visar läget av undersökningshålen vid tunnelinloppet. Vattenförlustmätningar har utförts av Vattenfall för att kartlägga bergmassans och eventuella sprickzoners vattenförande egenskaper (Lundin och Moberg, 1987).

Mediankonduktivitet för bergmassan inom området i stort är ca $1 \cdot 10^{-7}$ m/s, medan den för intaget är ca $2 \cdot 10^{-7}$ m/s. Testerna vid utloppsdelen visar att berget där är något tätare än vid inloppet. Medelkonduktivitet vid utloppsdelen är ca $3 \cdot 10^{-7}$ m/s och vid tunnelintaget ca $8 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Grundvattennivåer har observerats under förundersökningsskedet inom hela anläggningsområdet. Mätningar visar att de ursprungliga grundvattennivåerna vid tunnelintaget ligger i nivå med Vänerns yta, dvs på ca +44,5 möh.



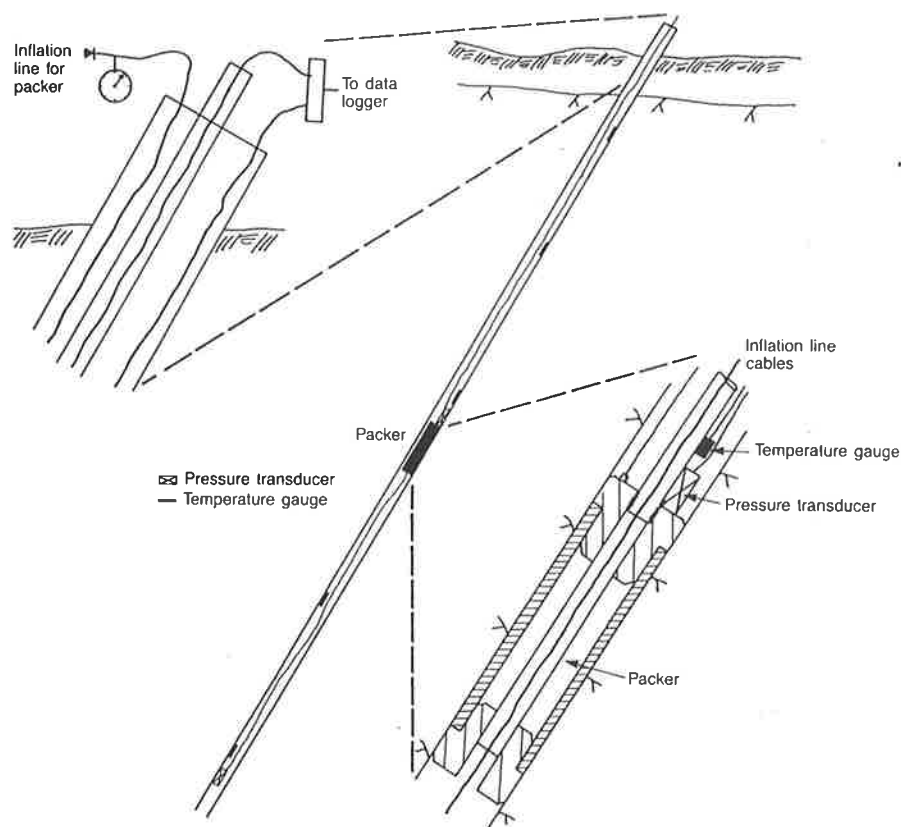
Figur 3. Använda borrhål för övervakningsprogrammet.

Boreholes used for the head monitoring.

HYDROGEOLOGISKT MÄT- OCH KONTROLLPROGRAM

Ett hydrogeologiskt mät och kontrollprogram har genomförts under byggskedet för att kontrollera vattentrycksvariationerna i bergpartiet vid tunnelintaget samt för att erhålla kompletterande uppgifter om bergets vattenförande egenskaper. För detta ändamål har sammanlagt sju borrhål testats och sex instrumenterats för kontinuerlig övervakning.

Lokaliseringen av mät- och kontrollborrhålen framgår av Figur 3. Tre av borrhålen är borrhålen från markytan (D15, D24/41 och Bh9) och de övriga från tunneln (Drän1, 2, 3 och S1). Två av borrhålen från markytan utgjordes av befintliga kärnborrhål (D15 och D24/41), medan det tredje utfördes speciellt för test- och mätändamål. Detta borrhål placerades så att det skulle



Figur 4. Schematisk bild av borrhålsinstrumenteringen.

Diagrammatic view of the borehole instrumentation.

vara tillgängligt under hela byggskedet. De fyra borrhålen i tunneln utgjordes dels av dränageborrhålen i den vänstra tunnelväggen på nivåerna +23,5 (Drän1), +13,0 (Drän2) och +3,0 (Drän3), dels av ett sonderingshål (S1) ansatt i tunnelgaveln. Testning av bergets vattenförande egenskaper utfördes i samtliga av kontrollborrhål. I samband med testerna erhöles även mätvärden avseende vattentrycken i de olika borrhålen.

Efter avslutade tester försågs borrhålen med instrument för tryckregistrering. Tryckmätningarna utfördes vid samtliga mätplatser på en i förväg bestämd mätnivå varvid mätsektionerna avgränsades med hjälp av en tryckmanchett. Den använda instrumenteringen visas schematiskt i Figur 4. Trycket registrerades två gånger i veckan under hela byggnadsskedet.

GRUNDTVATTENTRYCK

Hydrauliska konduktiviteten för bergmassan vid tunnelinloppet är i medeltal ca $5 \cdot 10^{-7}$ m/s (Lintu, 1987). Detta motsvarar resultatet från förundersökningar vilka gav en medelkonduktivitet vid tunneliloppet ca $8 \cdot 10^{-7}$ m/s. De kompletterande testerna visar också att den hydrauliska konduktiviteten avtar något med ökat djup. De borrhålen som ligger djupast (Drän 2 och 3) indikerar en tätare bergmassa med mindre öppna sprickor. Medelkonduktivitet för Drän 2 och Drän 3 är ca $1 \cdot 10^{-8}$ m/s. Den hydrauliska konduktiviteten i den bergmassa som omfattas storskottet är ca $2 \cdot 10^{-7}$ m/s (borrhål D24).

Före tunneldrivningen motsvarade trycknivån Vänerns nivå, dvs +44,5 möh. Då instrumenteringen utfördes i borrhålen D15, D24 och Bh9 var takorten redan färdigställd och palldrivningen hade påbörjats. Dräneringsbasen var således avsänkt till till nivån +22,0 m ö h. Registrerade övertryck vid tidpunkten för instrumentering relativt dräneringsbasen redovisas i Tabell 1.

De registrerade höga vattentrycken i sidoberget resulterade i att ett dränagesystem utformades i syfte att reducera vattentrycken till en acceptabel nivå.

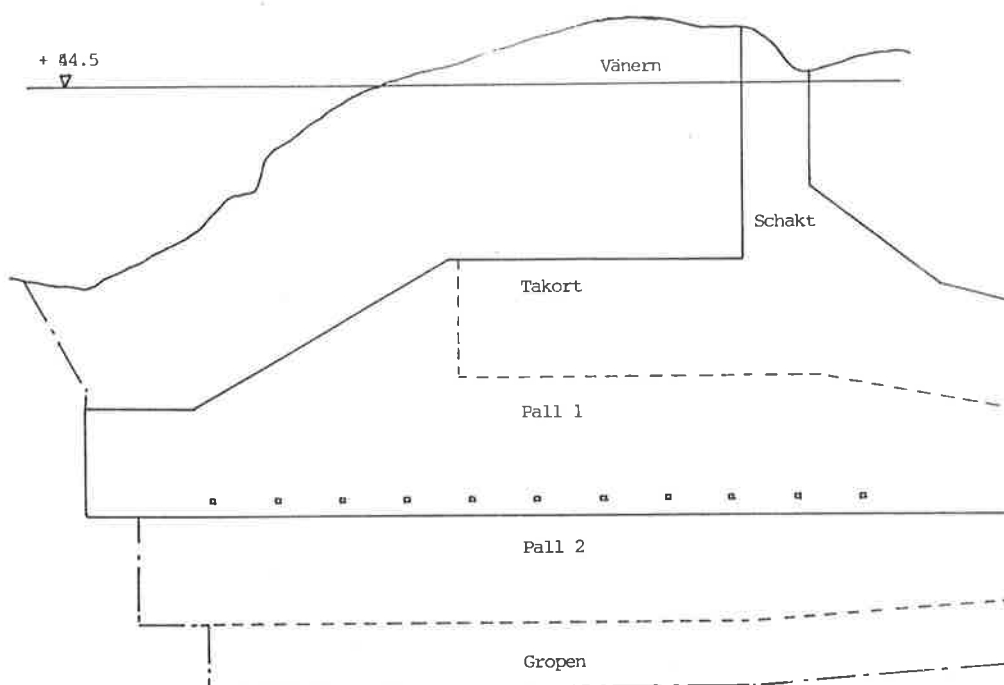
DRÄNAGEBORRHÅL VID TUNNELINLOPPET

Dimensionering av dränagesystemet

För att reducera de höga vattentrycken i sidoberget beslöts att inloppsdelen av tunneln skulle förses med ett borrhålgalleri. Detta dränagesystem skulle dimensioneras så att vattentrycket skulle reduceras till ett bestämt högsta tillåtet gränsvärde.

Tabell 1. Registrerade grundvattenövertryck i kontrollborrhålen vid tidpunkten för instrumenteringen.

Borrhål	Grundvattenövertryck (m)
D15	15.0
D24	21.9
Bh9	13.7



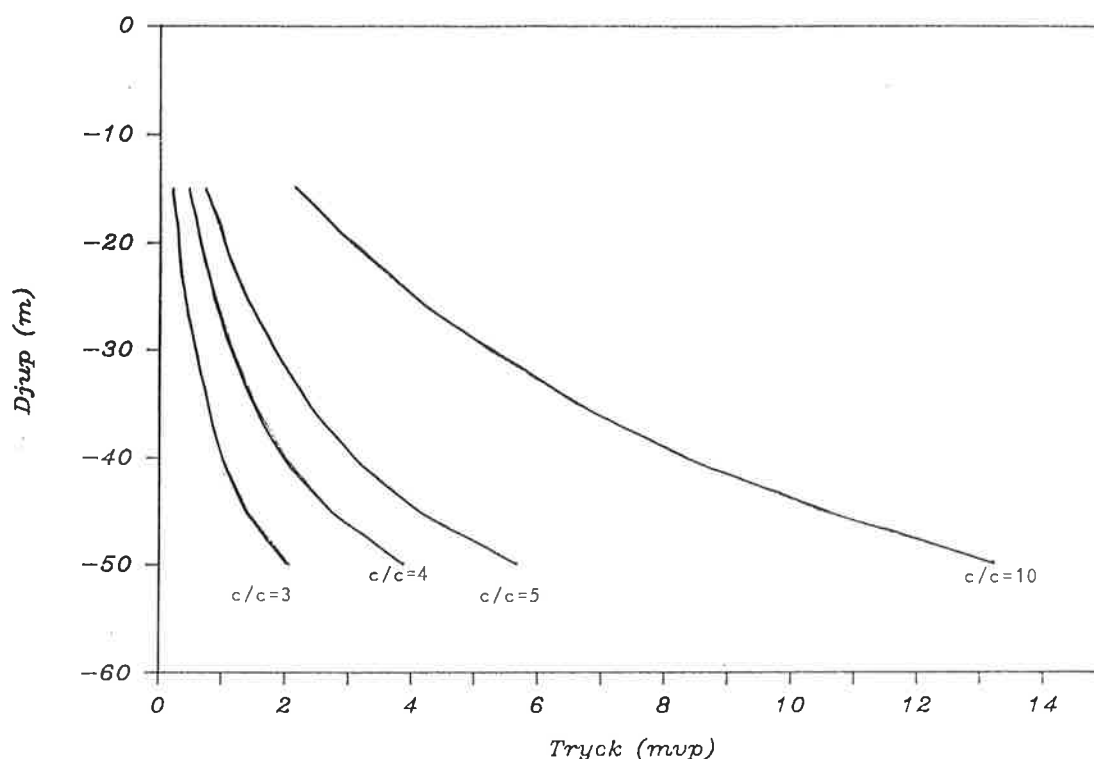
Figur 5. Modellberäknad sektion för dräneringsdimensionering. Den inlagda hålraden är endast ett exempel.

The modelled section of the inlet. The included boreholes are only shown as examples.

För att dimensionera dränagegalleriet har beräkningar utförts för olika alternativa utformningar med hjälp av en analytisk beräkningsmodell. Denna modell är baserad på AEM-teknik (Analytical Element Method) där olika hydrauliskt signifikanta strukturer definieras med hjälp av specifika analytiska funktioner (Carlsson och Olsson, 1987, Strack 1987).

I detta arbete har modelleringen utförts för ett vertikalt snitt parallellt med schaktväggen enligt Figur 5. De olika hydrauliska enheterna har definierats och ansatts hydrauliska egenskaper som motsvarar de som erhållits från borrhålsmätningarna. De beräkningsfall som simulerats är dränageborrhål på olika nivåer med varierande centrumavstånd. Nivåer som simulerats har omfattat hela tunnelväggen, dvs från nivån +30,0 till -3,0 möh. Centrumavstånden har varierats från 3 m upp till 10 med en meters intervall. Resultat från de olika simuleringsfallen redovisas i Figur 6.

Centrumavståndet mellan dränagehålen valdes beroende på det bedömda tillåtna vattentrycket i sidoberget. Det maximala vattentrycket som tilläts för den vänstra väggen med dess låga grundstabilitet var 3 mvp, medan maximalt 7,5 m bedömdes vara en acceptabel trycknivå för den högra väggen. I Tabell 2 visas de valda cent



Figur 6. Grundvattentryck som funktion av djup för olika borrhålsavstånd.

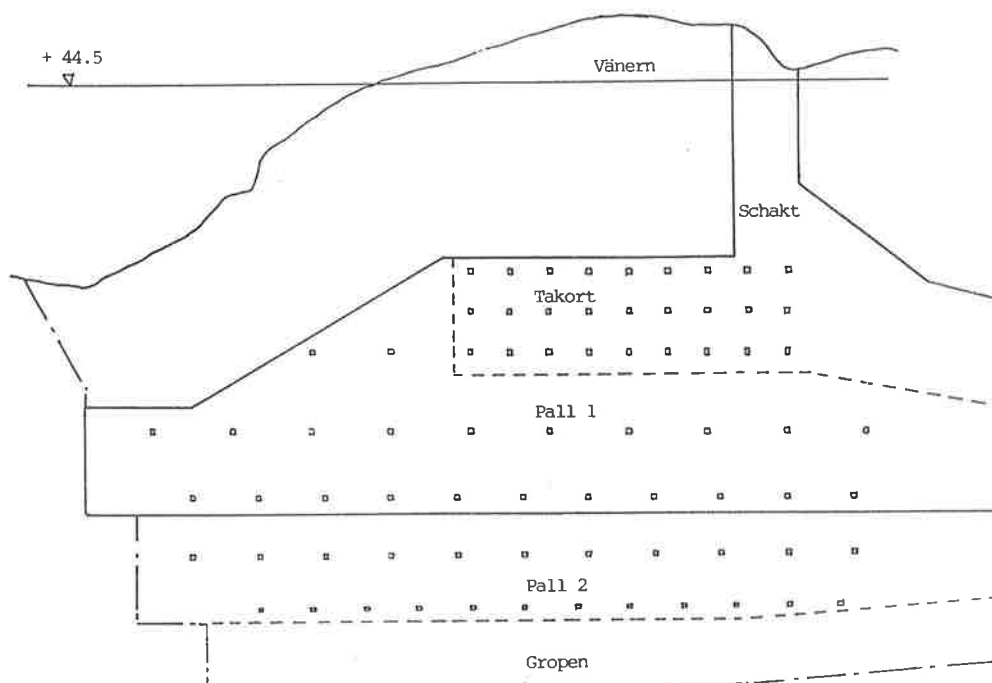
Water head versus depth for different bore-hole spacing.

rumavstånden för dränagegalleriets borrhål för olika byggnadsskeden. Den slutliga utformningen av dränagegalleriet redovisas i Figur 7.

Dränageborrhålen var inledningsvis genomgående 12 m långa. Borrhålen i den vänstra tunnelväggen förlängdes senare till 20 m efter genomförd funktionskontroll. Borrhålen är i samtliga fall ansatta vinkelrätt mot tunnelväggen.

Tabell 2. Förslag till utformning av dränagegalleriet.

Drivnings skede	Centrumavstånd (m)	
	Höger vägg	Vänster vägg
Takort	-	3
Pall I	12	6
Pall II	10	5
Grop	8	4



Figur 7. Slutligt val utformning för dräneringsgalleriet på vänster vägg.

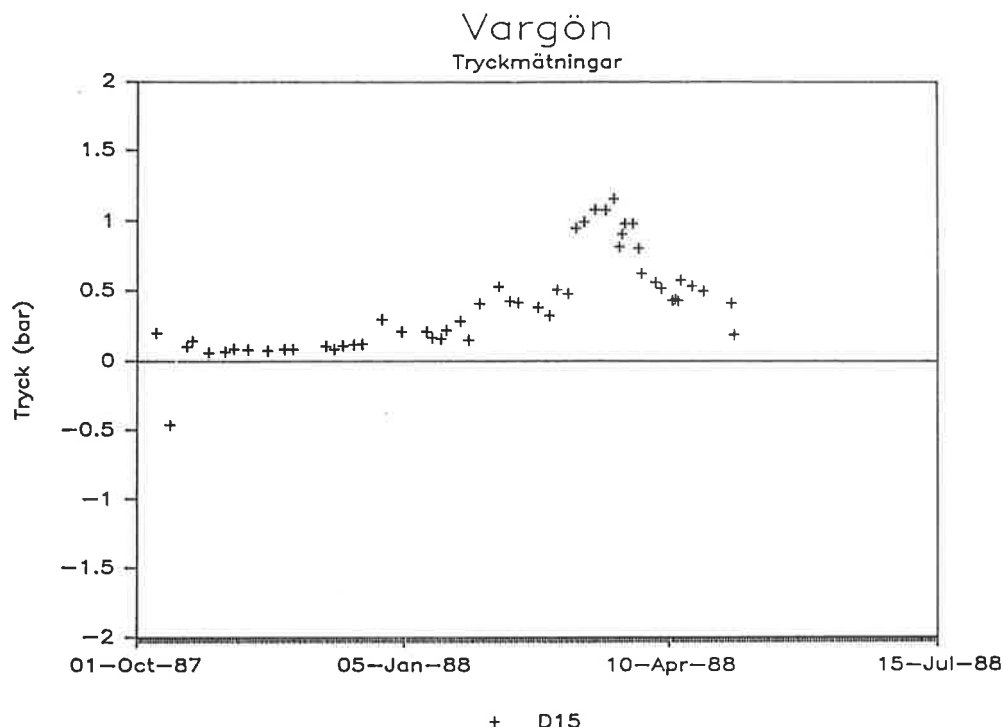
Final layout of the drainage gallery for the left wall.

Dränagesystemets funktion

Dränagesystemets funktion kontrollerades kontinuerligt under byggskedet, dels genom en initieell hydraulisk funktionskontroll, dels genom registrering av vattentrycket i sidoberget. Funktionstester utfördes i dränageborrhålen på nivåerna +23,5, +13,0 och +3,0, dvs för borrhålen utförda för takorten och de båda pallarna.

Mätningarna i borrhål D15 ger grundvattentrycket i sidoberget på tunnelns högra sida på ett avstånd av ca två meter från tunnelväggen. Mätresultaten redovisas i Figur 8. Mätningarna visar att trycket successivt steg under mätningarnas initialskede. Efter borrhningen av de första dränageborrhålen erhöles en markant tryckreducering. Den kraftiga tryckminskningen som registrerats beror främst på dränageborrhålen i den högra tunnelväggen men även på att dräneringsbasen har sänkts genom pallsprängningen. I viss mån har även borrhning av bergbulthål hjälpt till att minska vattentrycket momentant. Tryckmätningarna i detta borrhål fortsatte fram till strossningen av inloppsschaktet.

Tryckmätningar i borrhål D24 ger trycket i den bergmassa som omfattas av storskottet. Mätningar visar att tunneln har dränerat bergmassan under hela mätperioden



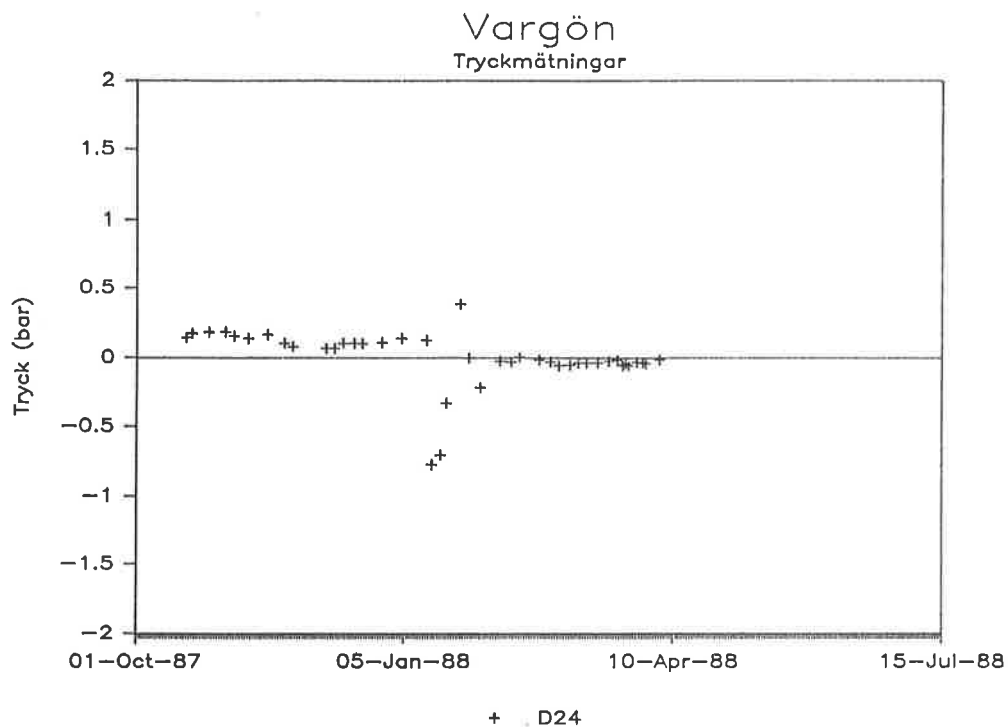
Figur 8. Uppmätta övertryck i borrhål D15.

Recorded water heads in borehole D15.

(Figur 9). Den registrerade tryckreduktionen har i medeltal varit ca 0.02 mvp per dygn. Under en kort period i mitten av januari sjönk trycket momentant med ca 10 mvp, men återhämtade sig till ungefär ursprungsnivån. Denna tryckreduktion orsakades av störningar till följd av arbeten som utfördes vid tunnelstuffen. Tryckmätningarna i detta kontrollhål avslutades när strossningen av inloppsschaktet påbörjades.

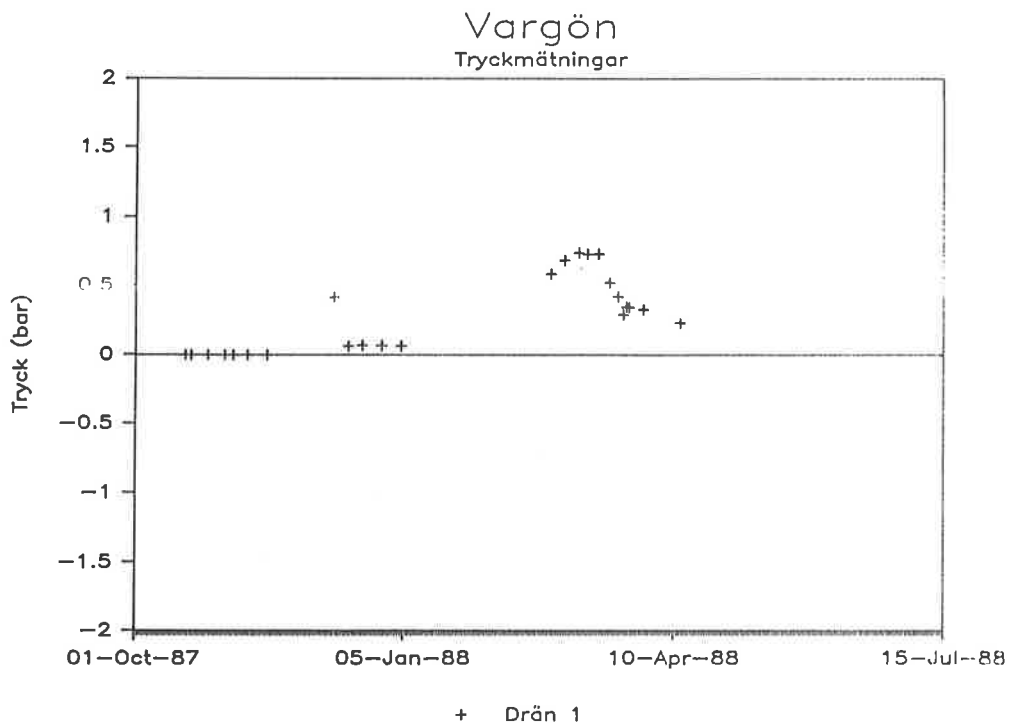
Tryckregistreringar i borrhål Bh9 ger grundvattentrycket på den vänstra sidan av tilloppstunneln på ett avstånd ca 10 m från tunnelväggen. Tryckmätningarna påbörjades i mitten av december och mätningarna pågick fram till storskottet. Grundvattentrycket var i början svagt stigande, men reducerades kraftigt till följd av aktiviteterna vid tunnelstuffen (indikerades även i borrhål D24). Tryckreduktionen i Bh9 var dock bestående och de sprickor som öppnades fungerade även fortsättningsvis som dränage för bergpartiet närmast tunneln. Effekter av dränageborrhålen kan tydligt ses även i detta borrhål. Före borrhning av dränageborrhålen för Pall 2 registrerades trycknivå till ca 39,0 möh (jmf. tryckvariationen i D24). Trycket reducerades dock kraftigt efter borrhningen, med en tryckreduktion av 5 mvp. Grundvattnets trycknivå har därefter varit stabil och legat på nivån +35,0 möh fram till vattenfyllnaden av tunneln före storskottet.

De utförda tryckmätningar i dränageborrhålet, Drän 1, visar att trycket varit konstant fram till början av



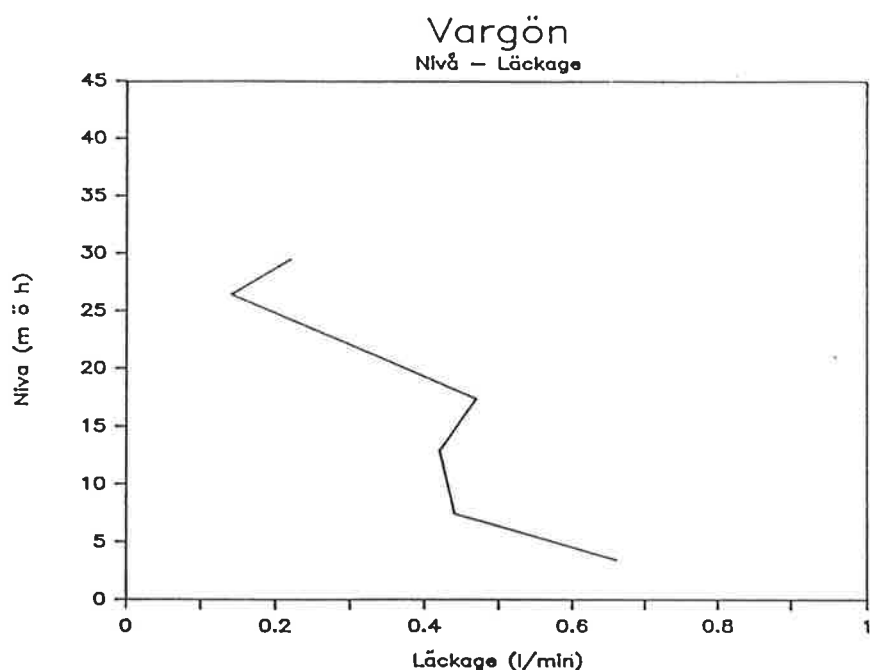
Figur 9. Uppmätta övertryck i borrhål D24.

Recorded water heads in borehole D24.



Figur 10. Uppmätta övertryck i borrhål Drän1.

Recorded water heads in borehole Drän 1.



Figur 11. Bedömda läckage som funktion av drivningsdjup.

Estimated leakage rates versus depth of excavation.

januari då en tryckökning kunde registreras (jmf. Figur 10). Trycket reducerades dock i detta hål strax efteråt till nivån ca +24,0 möh, dvs ett övertryck av 0,5 m. Den tryckökning som noterats i borrhålen D15 och Bh9 kan även ses i detta borrhål. Det maximala trycket som registrerades före borrhning av dränageborrhålen för Pall 2 var 31,0 m, dvs ett övertryck av 8 m. Den reduktion som erhöles på grund av dräneringsgalleriet uppgår till ca 5 m vilket motsvarar en trycknivå på +26,5 möh. Tryckmätningarna fortsatte i detta kontrollhål fram till att strossningen av schaktet påbörjades.

Tryckmätningar i Drän 2 och 3 utfördes endast under kortade perioder på grund av tunnelarbetena. Dock kunde dräneringens funktion verifieras även i dessa mät-punkter. Övertrycket i Drän 2 uppgick endast till 0,3 m och i Drän 3 endast till 0,1 m.

Inläckningen i dränageborrhålen varierar kraftigt. De högsta uppmätta värdena, ca 12 l/tim per hål, har erhållits i hålen vid nivån +23,5 och de lägsta ca 1 l/tim i hålen längst ner. Inläckaget som är baserat på de uppmätta värdena på den hydrauliska konduktiviteten ger ett medelläckage per dränageborrhål ca 0.2 l/min, dvs ca 20 l/tim för samtliga borrhålen. Beräknade läckagemängder från de olika dränagenivåerna illustreras i Figur 11.

DISKUSSION OCH SLUTSÄTTER

De utförda mätningarna visar att dränagesystemets funktion är god, grundvattentrycket har i stort hållits under de maximala tillåtna trycken under i princip hela byggnadsskedet. Endast vid två tillfällen har trycket stigit ovanför dessa gränsvärden. Det första inträffade strax efter det att Pall 1 blev färdigställd, men innan motsvarande dränageborrhål borrades. Det andra inträffade strax efter det att Pall 2 blev färdigställd. Vid båda tillfällena reducerades dock trycket snabbt efter det att dränageborrhålen blev färdiga. Orsaken till tryckstegringarna är spänningsomlagring och tätning av de dominerande sprickorna som skär tunneln i brant vinkel.

Sammanfattningsvis kan sägas att dräneringssystemet fungerade tillfredställande och att den beräkningsteknik som användes vid konstruktionen gav ett dränagesystem som var väl anpassat till de rådande ingenjörsgelogiska förutsättningarna. De utförda vattentrycksmätningar var betydelsefulla för att snabbt kunna ta beslut avseende erforderliga insatser och som funktionskontroll av insatta åtgärder.

SUMMARY

A ground water monitoring program has been conducted during the construction of the headrace tunnel at Vargöns hydro power plant. During the course of the investigation very high water heads were observed in the rock walls which, together with a generally low basic stability of the walls, were regarded harmful for the overall stability of the walls.

As a consequence of the high water heads in the rock walls, a drainage system was designed in order to relieve the water head. A borehole gallery drilled from the tunnel was chosen as a suitable drainage measure in this respect. The design of the gallery was based on model calculations which defined the required borehole length and borehole spacings.

After drilling of the boreholes included in the gallery, a control program was carried for the remaining construction period. The result of the monitoring show that the drainage gallery fulfilled its function and the water heads were reduced to an acceptable level, i.e. from about 15 m down to in general below 1 m close to the wall.

REFERENSER

Carlsson, A., Olsson, T., 1987: Dräneringsgallerier för bergförlagda vattenkraftstationer - Hydraulisk funktion och effektivitet. Vattenfall,

Vattenkraft 1987.

- Hansen, L., 1988: Vargöns kraftstation, tunnel genom huvudnäsön. Uppföljning av tunneldrivning och geologi. Vattenfall.
- Lintu, Y., 1987: Hydrogeologiska undersökningar vid Vargöns kraftstation. Preliminära resultat från hydraultester i befintliga undersökningsborrhål och dränagehål. Vattenfall.
- Lundin, J., Moberg, M., 1987: Förundersökningar för Vargöns kraftstation. Vattenfall.
- Strack, O.D.L., 1987: The analytic element method for regional ground water modeling. International Symposium on Solving Ground Water Problems with Models. Denver.

DISKUSSION

S G A Bergman: Tunneln vid Vargön har ju en ganska ovanlig tvärsektion. Det skulle vara intressant att höra något om vilka faktorer, som ledde till detta val av tunnelsektion. Var det i avsikt att minska takytan därför att man förväntade sig mer problem där än i de höga väggarna? Eller fanns det andra skäl?

Svante Widing: Tunneln i Vargön är kort, knappt 400 m och bergytan flack. Vi ville förlägga tunneln på så hög nivå som möjligt för att få kort väg ned till tunnelbotten men fick då en ganska liten bergtäckning, 10-15 m där den är som minst. Tunnelbredden bör av säkerhetsskäl (en länshuvudväg går över tunneln) inte väljas större än minsta bergtäckning och vi valde en bredd av 12 m. Skulle man valt en bredare tunnel, vilket det mycket riktigt fanns skäl till, så hade man fått förlägga tunneln djupare, men då hade den totala bergsprängningsvolymen blivit större (även om tunnelarean inte ändrats) på grund av att förskärningen nedströms och storskottet under vatten uppströms hade fått större bergvolym. Men det kanske fanns andra skäl också, som jag inte känner till. Kanske Jan-Axel Allesson kan säga något om detta?

Jan-Axel Allesson: Det var det som Svante säger som fällde avgörandet, att vi inte ville ha mindre bergtäckning än ca 2 gånger bredden på tunneln.

VATTENFÖRING OCH INJEKTERING
Rock mass permeability and grouting

Inledare:

Professor Gunnar Gustafson, VIAK AB/CTH

INLEDNING

Innan vi går in på sessionen "Vattenförling och injektering" tycker jag det kan vara lämpligt att nämna något om SKB:s planerade berglaboratorium i Simpevarp.

Byggstart är planerad till sommaren 1990 och redan nu pågår omfattande undersökningar varav en stor del är av hydrogeologisk natur. Som en kortfattad information vill jag här återge ett utdrag ur en PM från SKB: angående berglaboratoriet som del i forskningsprogrammet för slutförvar av långlivade radioaktiva ämnen:

Underjordiskt berglaboratorium

För att ge underlag till arbetet med slutförvaret ska ett underjordiskt berglaboratorium byggas under perioden 1990 till 1993. Berglaboratoriet ska utgöra en plats för geovetenskapliga undersökningar och experiment. En tunnel drivs ned till 4-500 m djup där några mindre bergrum anläggs. Undersökningar av bergmassan och grundvattensituationen ska genomföras under olika skeden. Med ledning av resultat från förundersökningarna ska prediktiva modeller upprättas och sedan kontrolleras under byggskedet. Dessa kontroller fortsätter under driftskedet då även olika typer av verifikations- och demonstrationsförsök ska genomföras.

Syftet med verksamheten vid berglaboratoriet är att

- pröva och verifiera undersökningsmetoder av betydelse för platsval och detaljerade undersökningar av platsen.
- vidareutveckla och pröva metoder för anpassning till berget vid slutförvarets projektering och byggande.
- ta fram underlag och data som har betydelse för slutförvarets säkerhet och analysen av denna.

SKB planerar att placera berglaboratoriet i närheten av Oskarshamnshamnsverket där bra infrastruktur och service finns och det bedömts att en plats med lämplig geologi ska gå att finna. Förundersökningarna för berglaboratoriet i Simpevarpsområdet startade 1986 med bl.a flyggeofysiska mätningar. Markgeofysiska profiler kompletterade den flyggeofysiska undersökningen på öarna Ävrö och Äspö samt i Laxemarsområdet där även borrhålsundersökningar sedan utfördes. Under 1988 koncentrerades undersökningarna till Äspö som ligger ca 2km norr om Oskarshamnshamnsverket.

Med hänsyn till framtida försök är det en fördel att olika typer av bergarter och zoner kan studeras i berglaboratoriet. Denna variation finns på Äspö med omgivningar. Vidare ger Äspö även förutsättningar för att det kvalificerade anläggningsprojektet

kan genomföras med gott resultat. Vattenkemiska förhållanden på Äspö är också representativa för att studera de förhållanden som råder vid kustnära förläggning av en berganläggning. Grundvattnet är sött i de ytnära delarna och salt på större djup. Platsen ger vidare möjlighet att genomföra experiment under byggnadsskedet med god tolkbarhet.

Utförda undersökningsarbeten

Platsundersökningarna för berglaboratoriet i Simpevarpsområdet startade 1986 med flyggeofysiska mätningar. Markgeofysiska profiler kompletterade den flyggeofysiska undersökningen på öarna Ävrö och Äspö samt i Laxemarsområdet.

Lineament i Simpevarpsområdet har tolkats med utgångspunkt från olika digitala terrängmodeller och jämförts med den topografiska bilden av flygmagnetiska lineament. Bergmassan har karterats i skala 1:10.000 i ett område närmast Simpevarp och i skala 1:50 000 i ett större område omkring.

Bergbeskrivningen i **regional skala** visar att Simpevarpsområdet huvudsakligen består av granitisk berggrund (smålandsgranit) med inslag av basiska bergarter, grönstenar. Informationen från de geologiska och geofysiska undersökningarna visar en tektonisk bild av Simpevarpsområdet som domineras av ett nästan ortogonalt system av första ordningens sprickzoner i N-S respektive E-W riktning. Vid sidan av detta system finns en andra ordningens zoner i riktning NW och NE som också bildar ett nästan ortogonalt system.

Bergbeskrivningen i **lokal skala** har koncentrerats till Laxemarområdet och Äspö där mer detaljerade undersökningar genomförts. De geohydrologiska undersökningarna i den första fasen omfattade analyser av bl.a. brunnldata och hydraultester i hammarborrhål. I en andra fas har fyra kärnborrhål utförts varav de djupaste ned till 1 km djup. Förutom kärnloggning har i dessa hål utförts geofysiska mätningar, hydrotester och vattenkemianalyser. På Äspö har ingående ytundersökningar genomförts bl.a. med hjälp av seismiska profiler, hållkartering, markgeofysiska mätningar och interferenstester mellan borrhålen.

På södra Äspö är Smålandsgraniten är dominerande bergart ned till ca 300 m djup där bergmassan övergår i en mera basisk bergartsvariant - diorit - som är betydligt sprickfattigare och tätare än det överliggande berget. Sprickzonerna i området är av varierande bredd och karaktär samt relativt jämt fördelade i bergmassan. För närvarande genomförs ett borrhåls- och mätprogram för karakterisering av dessa sprickzoner.

Planering för forskningsverksamheten

Forskningsverksamheten vid berglaboratoriet indelas i tre skeden; förundersökning, bygge och drift. De olika experimenten under dessa skeden kan kortfattat beskrivas på följande sätt.

Förundersökningsskedet 1986 - 1990

- Undersökningar av berggrund och grundvatten med olika metoder som ger dataunderlag.
- Utvärdering och samtolkning av undersökningsresultat.
- Beskrivning av berggrund och grundvattensituation med modeller.
- Beräkning av tunnelns inverkan på grundvattensituationen. (Vatteninflöde, tryckförändringar, kemiförändringar)

Byggnadsskedet 1990 - 1993

- Kontroll av berggrundsbeskrivningen och beräknade grundvattenförändringar.
- Utvärdera de olika förundersökningsmetoderna.
- Prova grundvattenets strömningsvägar genom spårförsök från borrhål i omgivningen till tunnelsystemet
- Observera kemiska förändringar i grundvattnet och berget (På grund av inströmning till tunnelsystemet)
- Utveckla metoder och rutiner som kan användas vid genomförande av bergarbeten för slutförvar

Driftskedet 1993 -

- Fortsatta spårförsök i "stor skala" och i "blockskala".
- Migrationsförsök med radionuklider i utvalda partier.
- Fortsatta observationer av kemiska förändringar i grundvattnet och berget.
- Prova samverkan mellan buffertmaterial (bentonit) och berg respektive grundvatten.
- Demonstrera delar av förvarssystemet i realistisk miljö.

VATTENSTRÖMNING I MODELLER AV BERGSPRICKOR

Water Flow in Models of Rock Joints

Tekn Lic Eva Hakami, Avdelningen för bergmekanik,
Tekniska Högskolan i Luleå

BAKGRUND

Inom ett flertal bergtekniska tillämpningsområden har grundvattnet kommit att spela en viktig roll. I större städer, som t ex Stockholm, är undermarksutnyttjandet omfattande. I kombination med äldre bebyggelse, med dålig grundläggning, innebär det att ett tunnelbygge som orsakar en grundvattensänkning kan få stora skador till följd. Tätning har därför blivit en viktig del i tunnelprojekt. Ökad kunskap om strömningsförhållandena i bergmassan skulle förbättra bedömningar av såväl grundvattensänkning som tätningsmöjligheter.

Vissa typer av värmelagring i berg är beroende av grundvattnet som spridare av värmen ut i bergmassan. Utvecklingsmöjligheterna för denna teknik är också kopplad till den hydrogeologiska kunskapsnivån. Frågan om lagring av radioaktivt avfall i berg är det som framför allt skyndat på forskningen om grundvattenströmning på senare tid. Säkerheten vid ett läckage är till stor del beroende på vattenströmningens omfattning i området runt lagret.

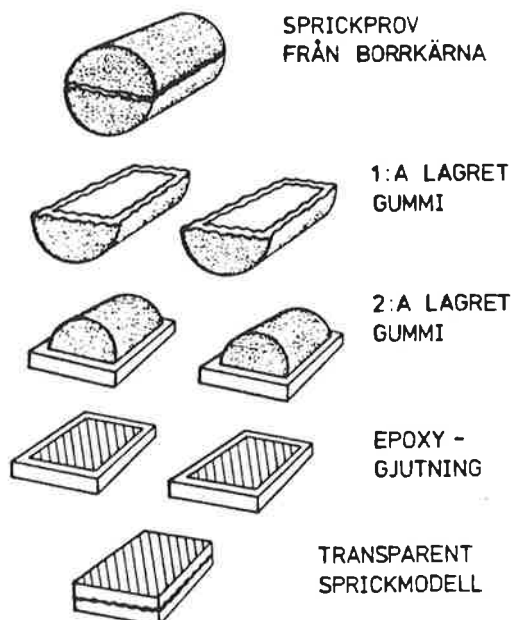
Bra uppskattningar av grundvattenströmning kräver kunskap om det nätverk som sprickorna tillsammans bildar och om de enskilda sprickornas vattenledande egenskaper. Den studie som presenteras här gäller flöde i ett enskilt sprickplan. För att få en uppfattning om hur vattenströmning kan se ut, i en så komplicerad geometrisk struktur som en spricka, beslutade vi att försöka tillverka en genomskinlig sprickmodell.

Resultaten som redovisas i denna artikel kommer från forskning som finansierats av Stripa Project och Tekniska Fakulteten vid Högskolan i Luleå.

SPRICKMODELLER I EPOXY

En metod att tillverka kopior av naturliga bergsprickor i transparent epoxy har utvecklats. Den innebär att båda sidorna av en spricka först avgjuts med ett silikongummi. Gummit kan när det härdat dras av sprickytan och får en yta med samma struktur. Upplösningen vid avgjutningen är mycket god. Silikongummiavgjutningarna används sedan som formar vid gjutningen av de båda kopiorna med en genomskinlig tvåkomponent epoxy (Araldit F) (se Figur 1). Detta material har mycket hög hållfasthet ($\sigma_c \approx 70$ MPa) och har elastiska egenskaper vid lägre lastnivåer.

Fem olika bergsprickor har kopierats på detta sätt och dessa sprickmodeller med olika spricköppningsgeometrier användes sedan i flödesförsök. Storleken på sprickmodellerna varierade mellan ca 1-3 dm².



Figur 1 Principen för kopiering av bergsprickor.

Principles for casting replica of rock joints.

SPRICKVIDDSMÄTNING

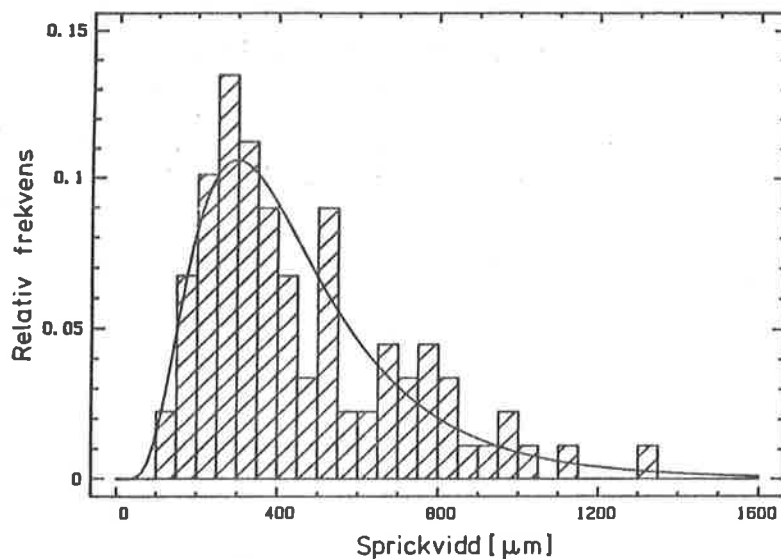
Den genomskinliga sprickmodellen gör det möjligt att mäta sprickvidden även inuti sprickan. En liten droppe vatten (exempelvis 10 µl) uppmätes exakt med en pipett och placeras mellan de båda sprickytorna. Droppen kommer då att täcka en liten yta och arean beror på sprickvidden i mätpunkten (se Figur 2). Mätvärdet är ett medelvärde av sprickvidden över den lilla ytan som vattnet täcker.



Figur 2 V = vattendroppens volym, A = arean hos den yta vattnet täcker, E = sprickvidd.

V = volume of water drop, A = area of water,
E = fracture aperture

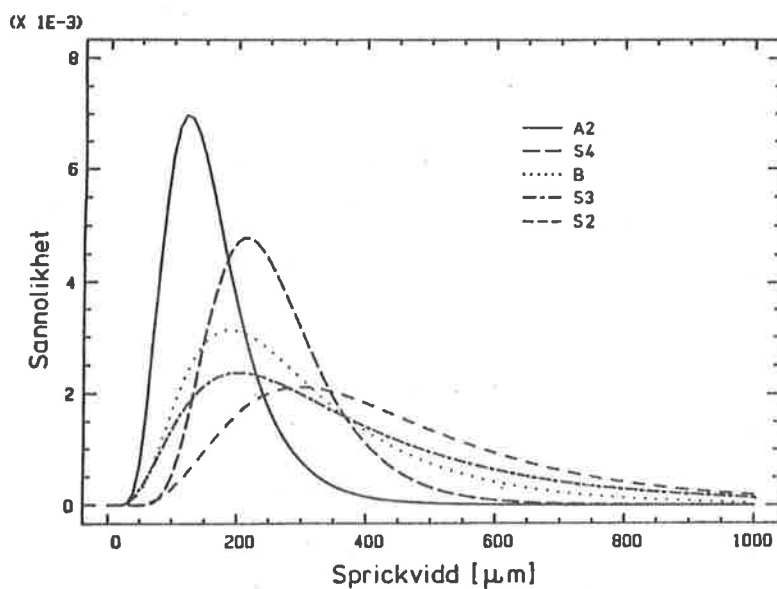
Med upprepade mätningar i olika punkter över sprickytan kan man bestämma hur sprickvidden varierar. I Figur 3 visas resultatet från en sprickmodell med mätvärden i 89 punkter. Resultatet är presenterat i form av ett frekvensdiagram. Sprickvidden visar sig variera i stort sett som en log-normalfördelning. I figuren visas den log-normalfunktion som passar bäst till uppmätta värden.



Figur 3 Histogram från sprickviddsmätningar av sprickmodell S2. Kurvan är en log-normalfördelning ($\bar{x} = 464 \mu\text{m}$, $\sigma = 273 \mu\text{m}$).

Histogram of aperture measurements of model S2. The curve shows a log-normal distribution ($\bar{x} = 464 \mu\text{m}$, $\sigma = 273 \mu\text{m}$).

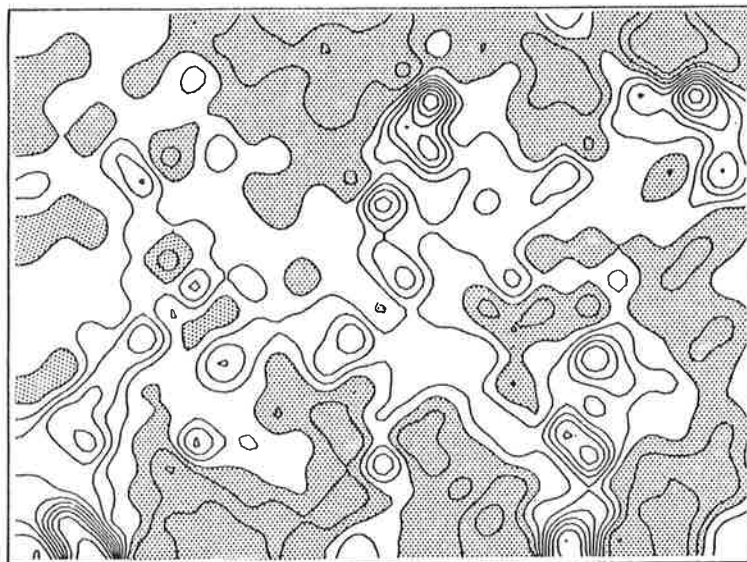
Frekvensdiagrammen för alla fem sprickmodellerna visar alla samma generella form men medelsprickvidden varierar (se Figur 4). Notera att sprickmodell A som har minsta medelsprickvidden också har den minsta spridningen i mätvärdena.



Figur 4 Bäst passande log-normalfunktioner till sprickviddsfördelningarna för de fem sprickmodeller som ingick i flödesförsöken.

Best fit log-normal distributions to aperture measurements for five joint models.

Resultatet från sprickviddsmätningarna kan också redovisas i form av en datorberäknad terrängmodell av spricköppningen. Figur 5 visar en isoplot av sprickviddens variation för sprickmodell S4. Ekvidistansen mellan kurvorna är 50 μm och de skuggade områdena motsvarar områden med en sprickvidd mindre än 250 μm .



Figur 5 Isoplot av spricköppningen i modell S4 (208 x 159 mm). Terrängmodellen är baserad på mätningar i 284 jämnt fördelade punkter. Skuggade områden < 250 μm . Ekvidistans 50 μm .

Isoplot of fracture aperture for model S4 (208 x 159 mm). The terrain model is based on measurements at 284 points. Shaded area < 250 μm . Equidistance 50 μm .

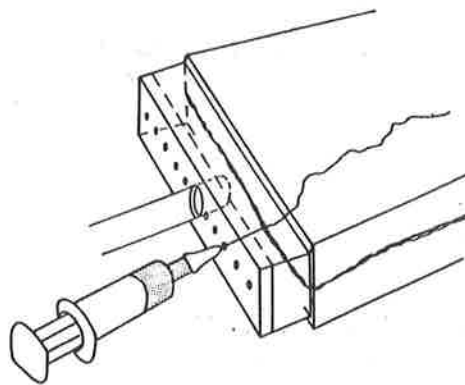
FLÖDESEXPERIMENT

Sprickmodellerna tätades längs långsidorna och förseddes med en "inflödeslåda" respektive "utflödeslåda" på kortsidorna. Sprickan fylldes med vatten och ett konstant vattentryck kopplades till inflödessidan. Sprickan hölls fixerad sammanpressad mellan tjocka plexiglasplattor under flödesförsöken. Exakt samma fixering användes vid sprickviddsmätningen.

Vattenflödet genom sprickan vid olika tryck mättes genom uppsamling och vägning av utflödet. Resultaten från flödesmätningarna visar att flödet ökar proportionellt med vattentrycket. Det är också vad man teoretiskt kan förvänta sig för laminär strömning.

På grund av den varierande sprickvidden kommer också vattenströmningens riktning att variera. Strömlinjerna studerades med hjälp av färginjektioner i vattenflödet (se Figur 6). En liten mängd färg injicerades i en punkt längs spricköppningen och ett färgstråk bildades längs vattenströmmen från den punkten. För varje punkt fotograferades injiceringen.

Vid en jämförelse mellan terrängmodellen av spricköppningen och strömlinjerna kan man se hur flödet koncentreras till de öppnare områdena.



Figur 6 Färg injicerades i vattenströmmen genom sprickan så att strömlinjerna kunde studeras.

Injection of colour in the water flow for studies of stream lines.

De genomskinliga sprickmodellerna gör det möjligt att mäta vattenströmningshastigheten med hjälp av färginjektionerna. Medelhastigheten längs respektive flödesväg fås av sprickans längd dividerat med tiden det tar för färgfronten att flytta sig längs strömlinjen från den ena sidan till den andra.

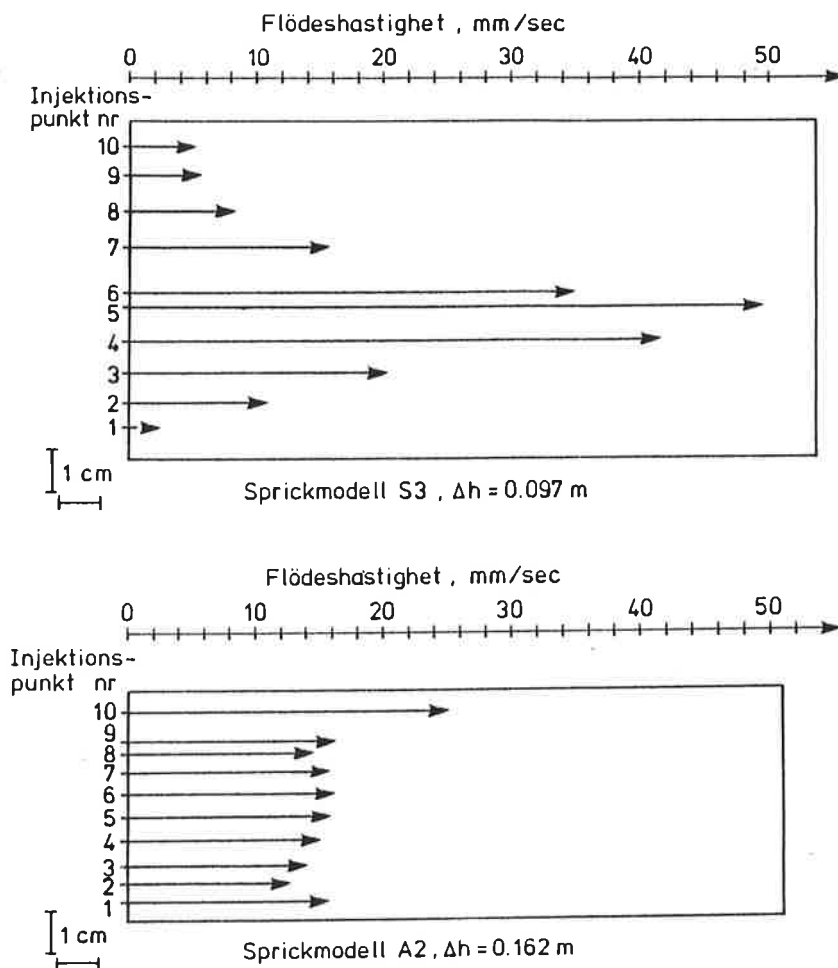
Två exempel på resultat från hastighetsmätningar redovisas i Figur 7. Pilarna i figuren startar vid respektive injektionspunkt på sprickan och deras längd motsvarar uppmätt värde på hastigheten. Skillnaden i hastighet mellan de olika strömningsvägarna är stor för sprickmodell S3 men relativt liten för sprickmodell A2. Detta kan förklaras med att sprickvidden inte varierade så mycket hos den senare (jämför Figur 4).

DISKUSSION

Permeabiliteten hos en bergmassa testas normalt med någon typ av borrhålstest. För ett avsnitt kan en teoretiskt ekvivalent sprickvidd bestämmas, grundat på antagandet om en spricka med konstant sprickvidd. Denna s_k hydrauliska sprickvidd är ofta använd i geohydrologiska studier och ger tillräcklig information så länge det gäller totala flöden. I vissa fall är det därutöver intressant att få information även om hastigheten hos flödet i bergsprickorna.

Vid injektering blir utbredningen av injekteringsmedlet alltid mer eller mindre ojämn, dels naturligtvis beroende på skillnad i sprickvidd hos olika sprickor och på graden av koppling dem emellan, men också på spricköppningens variation över de enskilda sprickplanen. I det extrema fallet med mycket stor variation i sprickvidd kommer flödet i den sprickan att i stort sett bestå av ett fåtal kanaler med hög strömningshastighet. Sådana sprickor torde vara svårare att täta framgångsrikt.

I forskningen om möjligheten till lagring av radioaktivt avfall i berg ägnas mycket tid till att försöka uppskatta grundvatten-transport av partiklar vid ett eventuellt läckage. I sådana beräkningar är det naturligtvis nödvändigt att göra antaganden om hur flödet i sprickorna ser ut. Man önskar förutom strömningshastig-



Figur 7 Resultatet från mätningar av vattenströmningens hastighet i sprickmodellerna S3 och A2. (Δh är vattentrycknivån.)

Results of water flow velocity measurements in joint models S3, and A2. (Δh is the water head.)

heter känna till hur stora bergytor som exponeras för ett eventuellt kontaminerat grundvatten.

För den sprickmodell med det mest ojämt fördelade flödet uppskattas att ca 80 % av flödet sker över ca 30 % av sprickans yta. För den tätaste sprickan, A2, var flödet relativt jämt över hela ytan.

Graden av passning mellan sprickytor har stor betydelse för de hydrauliska egenskaperna hos sprickan både vad gäller medelsprickvidd och kanaleffekter.

REFERENSER

Hakami, E. 1988. Water flow in single rock joints. Licentiate Thesis 1988:11 L, Luleå University of Technology, Luleå.

SUMMARY

To study the hydromechanical properties of single rock joints a technique to make transparent replicas of natural joint surfaces has been developed. Five different joint samples were replicated and studied.

The aperture distribution of the joints were obtained through a measurement method provided by the transparent replicas. The principle behind the method is that a water drop with a known volume, which is placed inside a joint, will cover a certain area of the surface depending on the size of aperture at the actual point.

Flow tests were performed on the same joint replicas. The tortuosity of the flow and the velocity along single stream lines were measured using colour injections into the water flow through the joints.

The equivalent hydraulic apertures determined from the flow tests were shown to be smaller than the average mechanical apertures. The velocity of the flow varies strongly between different paths over the joint depending on the spatial distribution of the apertures.

The degree of matedness between the joint surfaces is an important factor influencing the channeling character of the joints.

INJEKTERING I MODELL OCH VERKLIGHET

Grouting in theory and practice

Civ. ing Lars Hässler

Civ. ing Ulf Håkansson

Inst för Jord & Bergmekanik, KTH, Stockholm

Inledning

Vid inst. för Jord & Bergmekanik på KTH bedrivs ett BeFo-projekt kallat "Injekteringens styrmekanismer". Inom projektet utvecklas beräkningsmodeller för injekteringsförlopp och mätmetodik för injekteringsmedels reologiska egenskaper (Hässler et al. 1986). Framtagna beräkningsmodeller prövas och kalibreras mot fysiska modellförsök (Håkansson 1987). Målsättningen med projektet är att förbättra möjligheterna till att optimera injekteringar och att öka förståelsen för vilka grundläggande samband som finns och hur dessa kan påverka injekteringsresultatet.

I här redovisat föredrag berättas det något om projektets grundläggande filosofi, injekteringsmedels egenskaper, hur dessa kan mätas samt något om beräkningsmodeller. Vidare visas i ett praktiskt exempel hur mätningar och beräkningar skulle kunna användas för att kvalitativt bedöma och påverka ett injekteringsförfarande.

Filosofi

Mycket arbete och forskning bedrivs med inriktning mot vattenströmning i berg. Förundersökningsmetoder förfinas och matematik utvecklas för att bättre kunna beskriva bergets hydrauliska egenskaper. Denna utveckling är grundläggande även för framtida beräkningsmetoder vad gäller injekteringar och utgör en bas för vår filosofi. Filosofin kan sammanfattas enligt följande:

Med kunskap om bergets hydrauliska egenskaper
och
kunskap om injekteringsmedels reologi
samt
användande av beräkningsmodeller simulerande injekteringsförlopp
så bör
injekteringsmetodiken kunna förbättras och resultatet styras.

Förutom kunskap om bergmassans hydrauliska egenskaper förutsätts alltså att injekteringsmedlens egenskaper kan mätas och att en

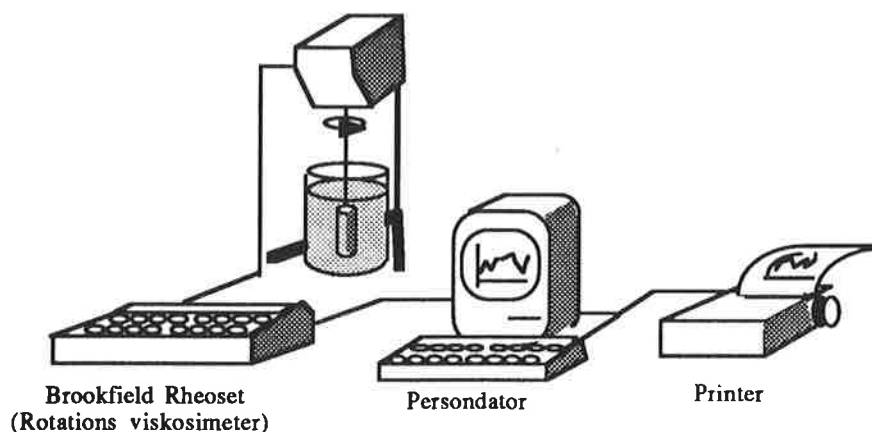
uppsättning beräkningsmodeller för kvantitativa bedömningar och detaljstudier finns tillgängliga.

Mätning av injekteringsmedels egenskaper

Det finns en stor mängd olika injekteringsmedel med varierande reologiska egenskaper. Mätningen av dessa medels egenskaper kan utföras med nedan beskriven metodik även om vätsketyperna varierar. I detta föredrag diskuteras mätning av cementbaserade injekteringsmedel.

Cementbaserade injekteringsmedel är till sin natur partikelsuspensioner vilket brukar medföra mera eller mindre utpräglade Binghamegenskaper (Van Wazer et al. 1963).

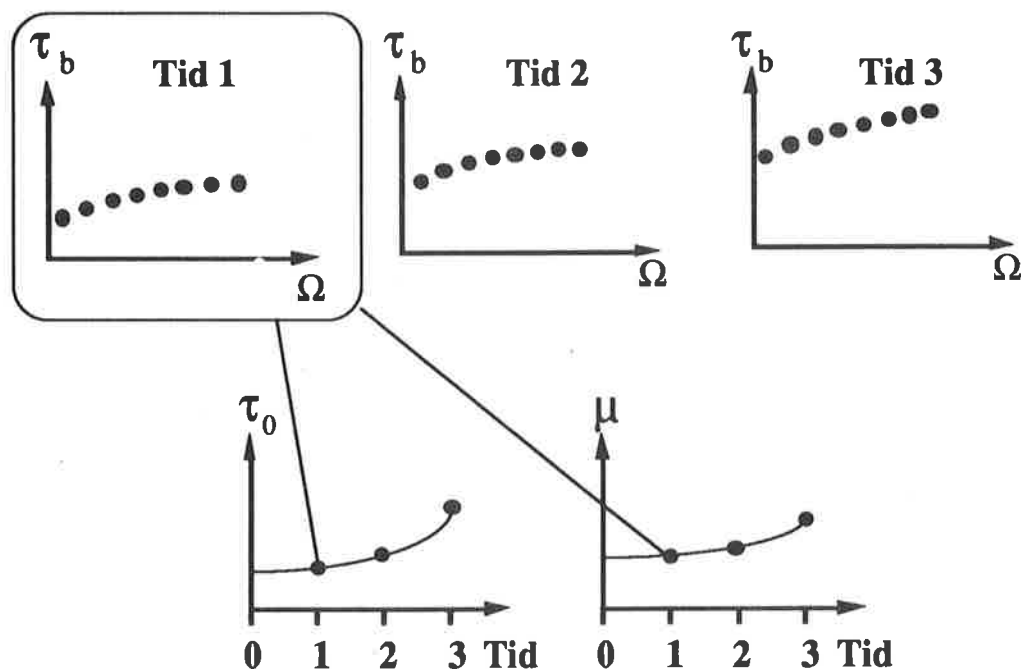
Binghamvätskor skiljer sig från vatten genom att ha en skjuvhållfasthet. Detta medför att en Binghamvätska endast strömmar när denna skjuvhållfasthet överskrids (Lombardi 1985). En Newtonsk vätska (t.ex vatten) strömmar däremot alltid om den blir utsatt för en tryckgradient. Alla vet säkert hur svårt det kan vara att få ketchup ur en flaska. Om man vänder ett glas fyllt med en Binghamvätska så är det inte säkert att innehållet rinner ut. Binghamvätskans skjuvhållfasthet brukar kallas flytspänning och betecknas med τ_0 . En Binghamvätska behöver alltså två parametrar, viskositeten och flytspänningen, för att kunna beskrivas ur strömningssynpunkt. För att beskriva en Newtonsk vätska räcker det med viskositeten. Injekteringsmedlets strömningsegenskaper förändras dessutom under härdningsförloppet. För att kunna simulera ett injekteringsförlopp måste därför egenskapernas tidsberoende mätas. Information om egenskapsförändringen kan också i vissa sammanhang vara till nytta för bedömning av lämplig injekteringstid. Injekteringstrycket bör ibland kvarstå tills det injekterade materialet har uppnått tillräckliga egenskaper för att motstå eventuella omgivande vattentryck.



Figur 1: Utrustning för mätning av injekteringsmedels egenskaper.

Equipment for evaluation of rheological properties

Ett sätt att mäta en vätskas egenskaper är att använda en rotationsviskosimeter och studera hur skjuvspänningen längs en i vätskan nedsänkt mätprob varierar med rotationshastigheten. Här använd utrustning består av en Brookfield Rheoset kopplad till en persondator (se fig 1). Persondatorn är hjärnan i systemet och skickar data om hur en mätsekvens skall utföras till viskosimetern som i sin tur skickar mätdata till persondatorn. Persondatorn sköter om utvärdering av mätresultaten och lagring av mätdata samtidigt som den styr försökets fortsatta utförande. Mätmetodiken framgår av fig 2.



Figur 2: Metodik för mätning av injekteringsmedels egenskaper. De tre övre graferna visar utdata från viskosimetern vid olika tidpunkter. De två undre visar slutresultatet efter utvärdering.

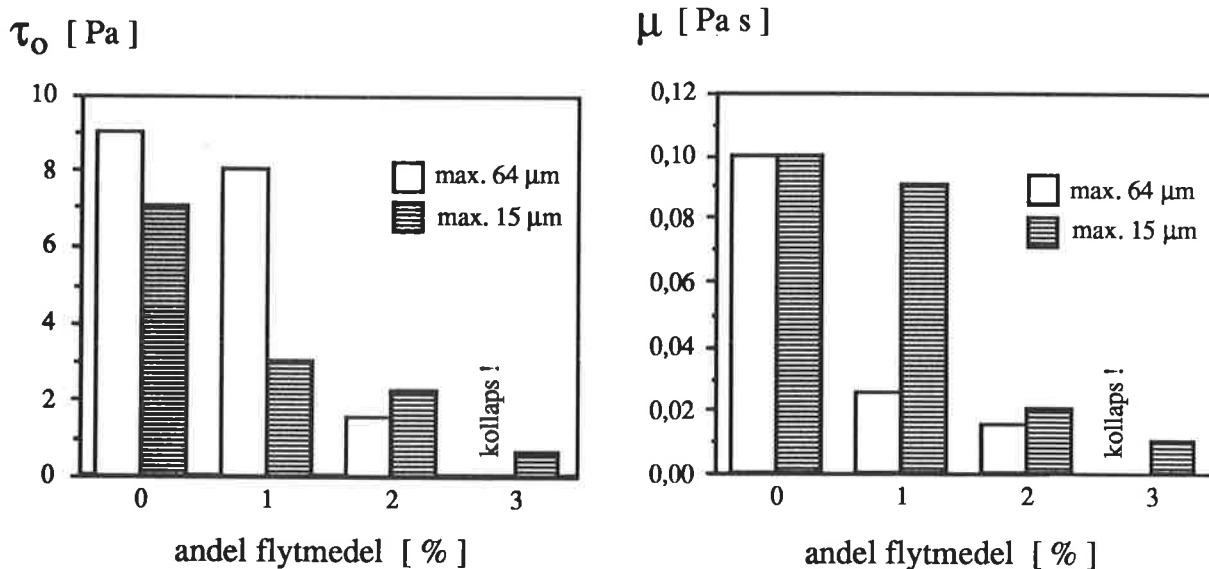
The used method for evaluation of grout properties. The upper picture shows data from the viscometer at different moments. The lower picture shows final results after evaluation.

De undre graferna visar slutresultatet där det framgår hur viskositeten och flytspänningen varierar med tiden. För att erhålla egenskaperna under ett tidsintervall krävs minst två mätningar vid olika rotationshastigheter. Varje sådan mätning kan beskrivas som uppställande av en ekvation i ett ekvationssystem. För att lösa ut våra två obekanta behövs alltså minst två mätningar. För att bedöma om antagen vätsketyp är giltig behövs flera mätningar vilket leder till ett överbestämt ekvationssystem. För att mäta hur egenskaperna varierar med tiden måste flera serier av mätningar utföras där varje serie representerar ett tidsintervall. Ekvationssystemen är dessutom icke linjära och allt detta leder till den komplicerade mät och

utvärderingsutrustningen. Det finns även en del andra svårigheter. De viktigaste av dessa orsakas av suspensioners separationsbenägenhet (Houlsby 1985). Cementkornen är tyngre än vatten och riskerar att sjunka mot botten eller slungas bort från mätproben. Om detta händer så mäts egenskaperna hos en förtunnad vätska längs mätproben. En tröst är att liknande problem även brukar finnas vid verkliga injekteringar. För att minska problemen brukar man därför tillsätta sedimentationshämmare t e x bentonit (Jefferis 1985).

Några praktiska resultat och betydelsen av flytmedelstillsatser

En grundläggande del av projektets filosofi och målsättning är att studera hur man kan styra egenskaperna hos injekteringsmedlet. För att visa detta har mätningar utförts på två cementbaserade medel där mängden tillsatsmedel varierats.



Figur 3: Flytspänningen och viskositeten som funktion av andelen flytmedel baserat på cementens vikt.

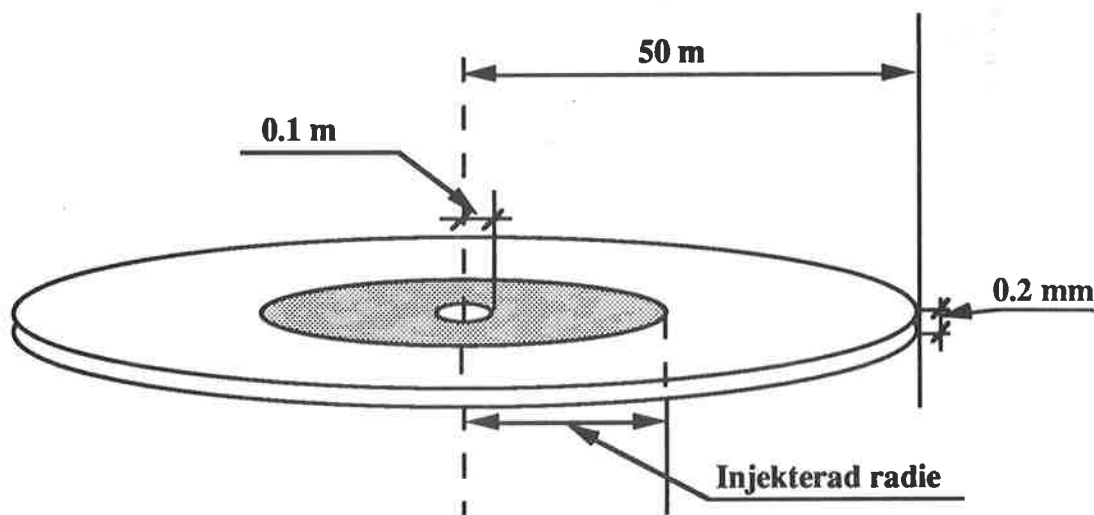
Yield strength and viscosity as a function of added amount of plasticizer based on the cement weight

Resultaten framgår av fig 3. De vita staplarna representerar ett cement med en största partikelstorlek av 64 μm . De randiga staplarna representerar ett finkornigare cement med en största partikelstorlek av 15 μm . Vattencementtalet är 1 och bentonit är tillsatt för att minska separationsbenägenheten. Det visade sig att att den grövre cementen behövde 3% bentonit (baserat på vattnets vikt) och den finare 2% för att sedimentationsegenskaperna skulle bli ungefär likvärdiga. Den grövre cementen klarade inte en tillsats av 3% flytmedel (baserat på cementens vikt). utan suspensionen kollapsade och cementkornen separerade fullständigt från vätskefasen. Att använda ett sådant injekteringsmedel gör injekteringsförloppet oförutsägbart. De här redovisade egenskaperna gäller för de första 60 minuterna då egenskaperna var

relativt konstanta under denna tidsperiod. Sammantaget visar mätresultatet att vi kan styra egenskaperna inom ett stort intervall. För det finkornigare materialet kan egenskaperna varieras med minst en tiopotens.

Praktisk betydelse av uppmätta egenskapsvariationer

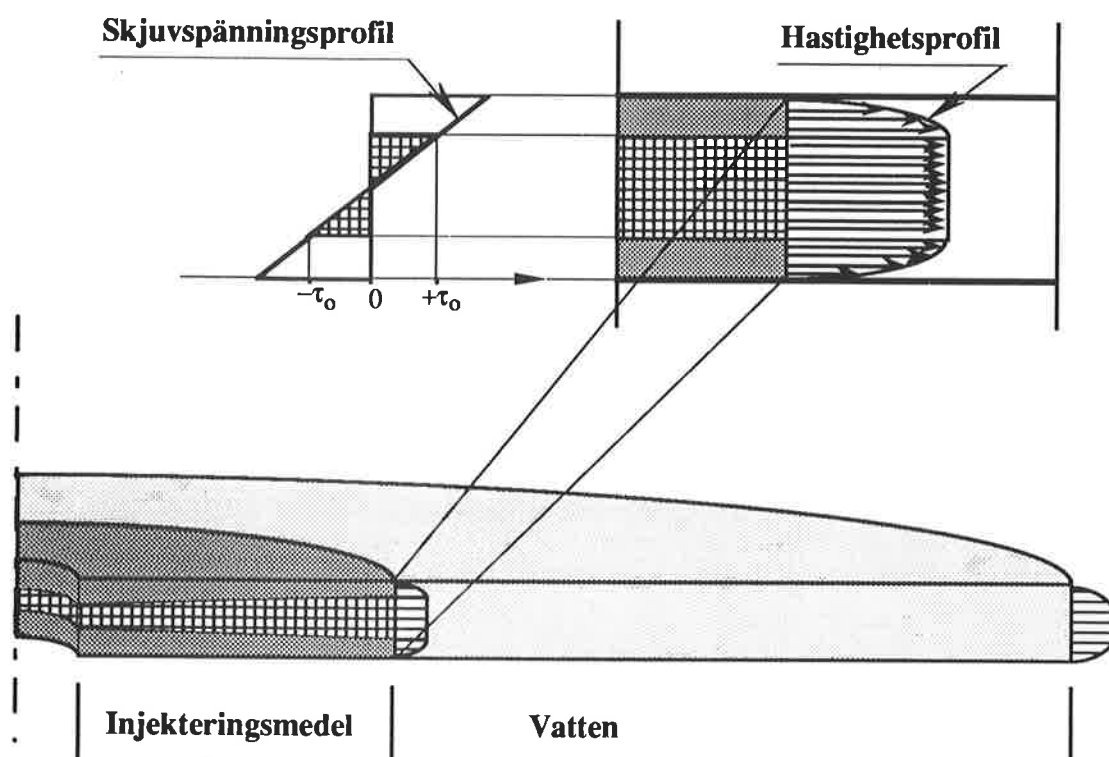
Det finns många olika sätt att genom beräkningar visa betydelsen av ett injekteringsmedels egenskaper. Modellerna varierar från komplicerade finita elementmodeller (Wallner 1976) eller kanalnätmodeller (Hässler et al. 1987) i flera dimensioner till enkla endimensionella beräkningar. För kvalitativa studier räcker dock de enklare bra. I det här fallet användes en enkel cirkulärsymmetrisk sprickplansmodell med tidskonstanta egenskaper hos injekteringsmedlet. Sprickplanet var 100 m i diameter och ursprungligen fyllt med vatten. Spricköppningen var 0.2 mm. Injekteringshålet placerades i sprickplanets centrum (se fig 4).



Figur 4: Modell för simulering av injekteringsförlopp. I modellen studerades den praktiska betydelsen av flytmedelstillsatser.

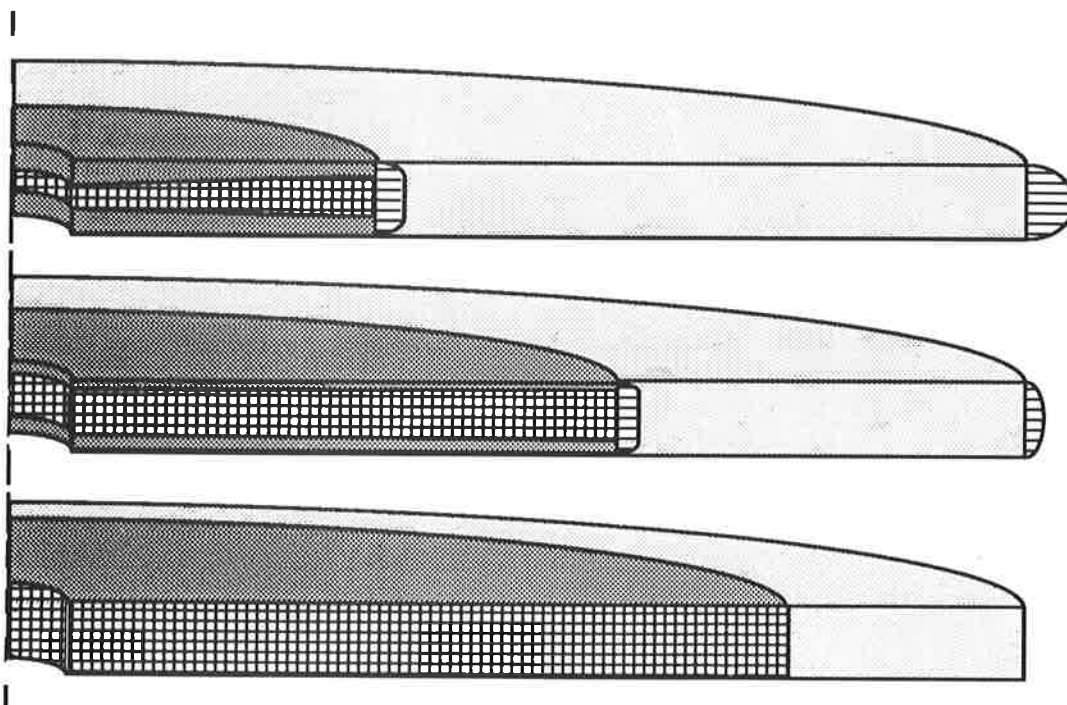
Model for simulation of grouting. In the model the practical effects of plasticizers is studied.

Figur 5 visar den principiella strömningsprofilen med en plugg mitt i sprickan. Skjuvspänningen i sprickans mitt är noll och först på ett visst avstånd från mitten överskrids skjuvspänningen. Detta leder till att en plugg strömmar som en fast kropp mitt i sprickan. Pluggens tjocklek beror i huvudsak av vätskans skjuvhållfasthet, spricköppningen och tryckgradienten. Tryckgradienten minskar när injekteringsfronten vandrar ut från injekteringshålet vilket medför att pluggens tjocklek tillväxer. Strömningen fortsätter tills pluggen växt ut över hela spricköppningen (se fig 6). För en given tillgänglig tryckskillnad mellan injekteringshål och sprickrand så finns det alltså en maximal injekterbar sträcka (Wallner 1976).



Figur 5: Principiell bild av Binghamströmning med pluggflöde.

Theoretical Bingham plugflow.

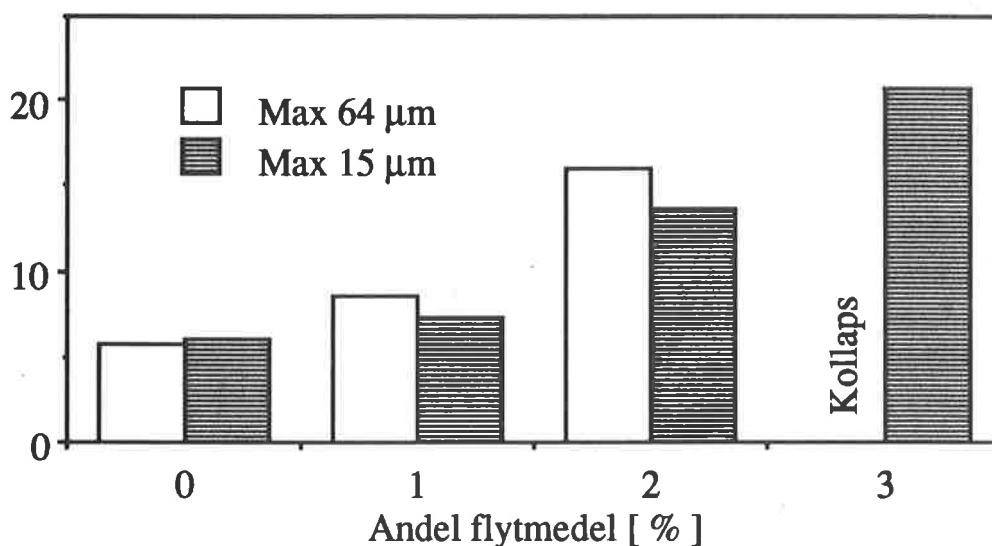


Figur 6: När tryckgradienten minskar tillväxer pluggen tills den fyller hela sprickan och strömningen upphör.

When the pressuregradient decreases the plug grows until it fills the whole gap and the flow stops.

Om modellen injekteras med ett tryck av 1 MPa (100 m vattenpelare) under en timme så erhålls ett resultat enligt fig 7. (1 timme är valt eftersom egenskaperna var i det närmaste konstanta under den första mättimmen.). Som synes kan vi variera inträngningen från ca 5 m till ca 20 m genom en variation av flytmedelstillsatsen. Det slutgiltiga valet av injekteringsmedel och injekteringsförfarande beror av målsättningen med injekteringen och bergets hydrauliska egenskaper. I en del fall kan det vara till en fördel med kortare inträngningssträckor medan det i andra fall är bättre med längre inträngningssträckor.

Inträngningsradie [m]



Figur 7: Injekteringsmedlets inträngning i simuleringsmodellen för varierande mängd flytmedelstillsats.

The grout's propagation for different amounts of added plasticizer.

Slutord

Avsikten med det här föredraget har inte varit att ge en uttömmande beskrivning av projektet "Injekterings Styrmekanismer". Syftet är istället att med ett enkelt exempel visa hur mätningar och beräkningar skulle kunna användas i praktiska sammanhang. Några av injekterings frågetecken kan vi rätta ut idag och med fortsatt forskning och stöd från industrin så bör flera frågetecken kunna rätas ut.

Summary

Grouting is today normally based on empirical relationships and on the experience of the grouting personnel. We believe that mathematical models can be added as a complement to these empirical relationships. The use of mathematical models simulating the grout propagation in joints requires knowledge of the grout's properties and their changes

with time. For quantitative analysis the properties of the joints are also needed. This paper describes with an example how to measure grout properties and the influence of a plasticizer on two cement based grouts. As a final step a qualitative comparison is done by calculating the grouting result with measured properties in a simplified mathematical model simulating Binghamflow in a circular symmetric joint plane.

The following are the main results:

It is possible to vary the flow properties of the examined grouts with at least one order of magnitude with the use of plasticizers.

In the simplified model this variability resulted in a grout propagation from 5 to 20 m.

Referenser

Jefferis S. A. Effects of mixing bentonite slurries and grouts. Grouting in geotechnical engineering. Proceedings American Society of Civil Engineers, ASCE, New Orleans, 1982

Littlejohn G.S. Design of cement based grouts. Grouting in geotechnical engineering. Proceedings American Society of Civil Engineers, ASCE, New Orleans, 1982

Lombardi G. The role of cohesion in cement grouting of rock. Quinzième Congres des Grandes Barrage. Lausanne, 1985.

Houlsby A. C. Cement grouting: water minimizing practices. Issues in dam grouting, ASCE, New York, N.Y., 34-75. 1985.

Håkansson U. Modellförsök - Icke Newtonsk strömmning i en-dimensionella kanaler. Examensarbete No. 4:87, Inst. för Jord och Bergmekanik, KTH. Stockholm, 1987.

Hässler L., Andersson J, Stille H. Injekteringens styrmekanismer, Etapp I - Grundläggande samband. BeFo 105:1/85, Stiftelsen Bergteknisk Forskning. Stockholm, 1986.

Hässler L., Stille H., Håkansson U. Simulation of grouting in jointed rock. Proc. 6 th International Congress on Rock Mechanics. Vol. 2, pp. 943-946, Montreal, 1987.

Van Wazer J.R., Lyons J.W., Kim K.Y. and Colwell R.E. Viscosity and flow measurement, a laboratory handbook of rheology. Monsanto chemical company. St.Louis, Missouri. Interscience publishers 1963.

Wallner, M. Propagation of sedimentation stable cement pastes in jointed rock. Rock Mechanics and Waterways Construction. University of Achen, BRD, 1976.

REDOVISNING AV FÖRSÖK MED "DYNAMISK INJEKTERING" I STRIPA

Report on grouting experiments in Stripa by use of the
"dynamic injection" technique

Roland Pusch och Lennart Börgesson,
Clay Technology AB, IDEON, 22370 Lund

INLEDNING

Koncept för slutförvaring av högaktivt avfall har lagts fram i åtskilliga länder, varav Canada, Finland, Japan, Storbritannien, Schweiz, Sverige och USA funnit kristallint berg vara lämpligt för att härbärgera sådant avfall. Länderna har gått samman i ett OECD-projekt för att i Stripa gruva pröva teknik för mätning av vattenomsättning och transport av lösta specier och för att utveckla modeller för beräkning av sådana processer. Användningen av s.k. buffertmaterial med Na-bentonit som huvudkomponent har också prövats för att täta borrhål, schakt och tunnlar och i den nu aktuella fasen provas möjligheten att täta bergsprickor i närområdet kring avfallskapslar. Förutsättningen för detta är att injekteringssubstanser med mycket god beständighet används och att de har förmåga att tränga in flera decimeter även i sprickor med en så liten ekvivalentapertur som 100 mikrometer. Materialen skall ha avsevärd tättningsverkan också efter upphettning till minst 90°C och efter den kompressions/expansionscykel som en flera tusen år lång upphettning/avsvalningsprocess kan ge upphov till. Undersökningarna har lett till att Na-bentonit kan användas som grundsubstans, men också att finmald cement med lämplig tillsats av reaktiv kiselsyra och flytmedel kan fungera väl. Sådana material har prövats vid injekteringsexperiment i Stripa och de kommer att användas vid fortsatta, omfattande försök i Stripa.

INJEKTERINGSUTRUSTNING

Anordningen för injektering har utvecklats av Svensk Grundundersökning AB, Arlöv, i samverkan med Roland Pusch och Lennart Börgesson, Clay Technology AB, Lund. I princip består den av en matningscylinder vars kolv verkar på injekteringsmassan med ett tryck som kan varieras från mycket låga värden till mer än 10 MPa genom en överlagrad svängningsrörelse. Varaktigheten hos "spikarna" kan väljas till mindre än 10 millisekunder. Rätt avvägning av frekvens och amplitud ger optimal flytbarhet hos injekteringsmaterialen på så sätt att skjuvmotståndet vid inträngning i sprickor minskas med upp till 100 gånger.

INJEKTERINGSMATERIAL

För den systematiska undersökningen av injekterbarheten i geometriskt väldefinierade smala spalter som föregick fältförsöken och för de sistnämnda försöken, användes följande material:

- * Na-bentonit, vattenkvot=790%
- * 50 % Na-bentonit/50 % kvartspulver, vattenkvot=400%
- * Finmald cement med tillsats av flytmedel, vct 0.36

FLÖDESMODELL

Förutsägelse av injekteringsdjup och tätningseffekt förutsätter att det geometriska mönstret hos spricksystemet kan beskrivas med särskild hänsyn till den "kanalkaraktär" som sprickorna vanligen har. En grund för sådan karakterisering är Lugeonmätning och sprickkartering i injekteringshålen. I Stripafallet, där injektering skedde i kärnborrade hål, gav kärnkartering god kompletterande upplysning.

Med utgångspunkt från allmän flödesteori för oscillerande kompressibla medier har teoretiska modeller utvecklats för Newtonskt och icke-Newtonskt beteende. De ingående parametrarna avser bergmassans och sprickornas egenskaper och injekteringsmassans flytbarhet, som kan bestämmas med

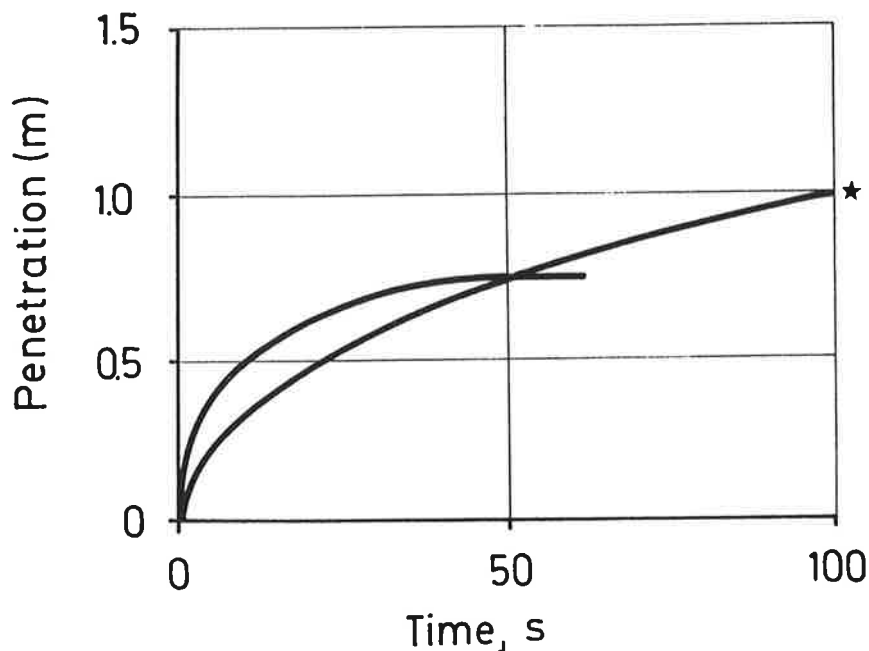


Fig. 1. Beräknad* och verklig inträngning av bentonitbaserat injekteringsmaterial i en 10 cm bred spalt med 100 mikrometers vidd

lämplig viskometerutrustning. Modellerna har validerats vid de omfattande spaltinjekteringsförsöken och visade sig vara mycket användbara vid fältförsöken. Fig. 1. visar en jämförelse mellan beräknad och uppmätt inträngning av bentonit i en spalt med 100 mikrometers vidd.

FÖRFÖRSÖK I STRIPA GRUVA

Allmänt

I Stripa gruva genomfördes i början av 1988 förförsök som omfattade injektering av tunnelgolv via 1.5 m, respektive 7 m långa kärnborrade hål med 76 mm diameter. Syftet var dels att jämföra verklig mängd injekterat material med den som beräknats på basis av den från Lugeonförsöken utvärderade sprickgeometrin och det inträngningsdjup som flödesmodellen gav, dels att genom Lugeonmätning i de rensade hålen bestämma tätningseffekten. Ytterligare mål var att genom att bryta upp berget direkt identifiera injekteringsmaterialets vandringsvägar från de korta hålen, vilket krävde spårämnestillsats av Metylenblått till lermaterialet och Bayferrox (Gelb) till cementmaterialet, samt att genom deformationsmätning bestämma om injekteringen ledde till blockförskjutningar i sulan.

Sprickkaraktisering

Kärnkarteringen och Lugeonmätningen, som avsåg berget på mer än ca 0.5 m avstånd från fria ytan, visade att den hydrauliska konduktiviteten hos berget till 1.5 m djup bestämdes av några få sprickor, vars tvärsnitt beräknades under olika antaganden beträffande tvärsnitt och typ av kanalsystem. I två av de tre korta hålen bedömdes den ekvivalenta aperturen, i det följande benämnd "sprickvidden", vara mindre än ungefär 60 mikrometer hos den enda avgörande sprickan, medan värdet var ca 250 mikrometer hos de nio betydelsefulla sprickorna i det tredje korta hålet. I det ena 7 m långa hålet antogs två sprickor med ca 450 mikrometers vidd, medan det andra bedömdes ha tre sprickor med ca 100 mikrometers vidd och en med vidden 50 mikrometer.

Det sprickfattigaste av de korta hålen och det långa hålet med de tunnaste sprickorna injekterades med bentonitbaserat material, medan cement användes i de övriga.

Resultat

Den uppmätta och injekterade mängden injekteringsmaterial överensstämde relativt väl. Sålunda beräknades t.ex mängden bli 5 - 12 cm³ i det korta bentonitinjekterade hålet medan den uppmätta mängden var 5 - 25 cm³. I motsvarande långa

hål var den beräknade mängden $140 - 250 \text{ cm}^3$ medan den verkliga blev $70 - 100 \text{ cm}^3$. I det korta, sprickfattiga hålet som cementinjekterades var den beräknade mängden injekterat material $13 - 54 \text{ cm}^3$ medan den verkliga mängden blev $40 - 70 \text{ cm}^3$. Injekteringsvolymen i vartdera av de sprickrika hålen blev ca 6 liter.

Lugeonmätningen före och efter injekteringen visade att bergets medelkonduktivitet minskade med 1 till 3 tiopotenser och den allmänna slutsatsen är att man genom injektering av det här prövade slaget kan få en medelkonduktivitet av högst 10^{-10} m/s oavsett ursprungsvärdet.

Mätningarna av tunnelgolvets rörelser, som skedde med en noggrannhet av ca 10 mikrometer, visade att de permanenta förskjutningarna var inom felgränserna för mätningen utom lokalt vid ett block vars geometri och läge indikerade risk för förskjutning redan vid arbetets planering.

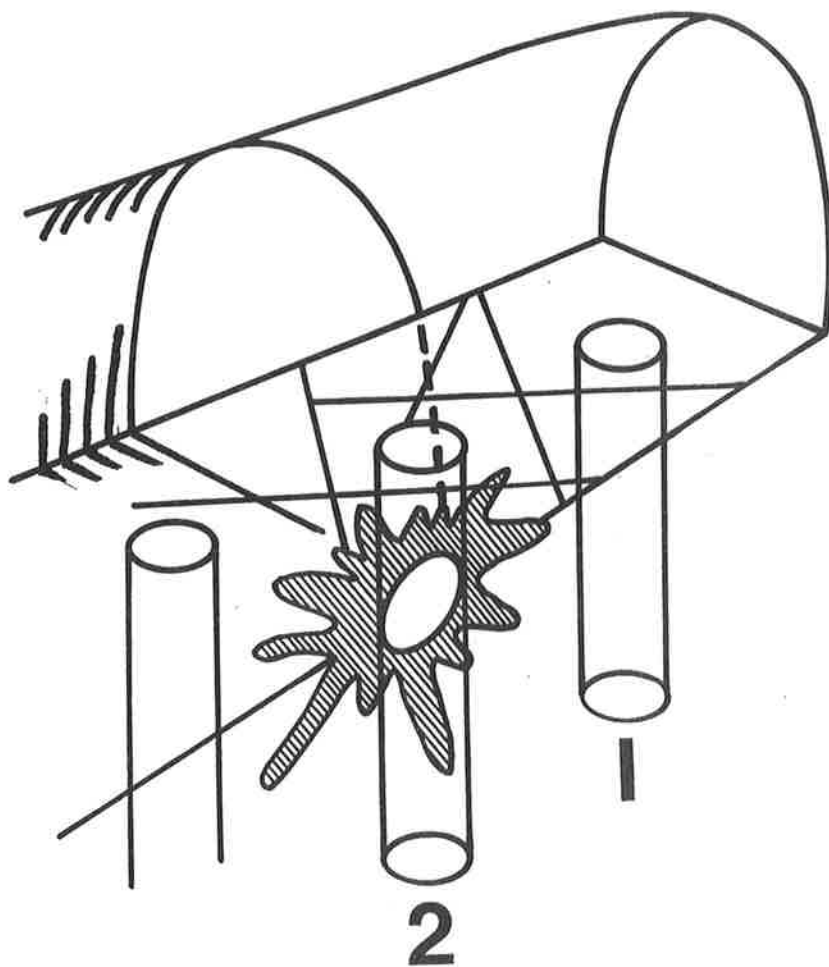
Uppbrytningen av golvet omfattade ungefär 5 m^3 . Arbetet gjordes med hydraulisk brytanordning typ Darda enligt ett schema som medgav noggrann besiktning av frilagda bergpartier för identifiering av "film" av injekteringsmaterial med några tiotals mikrometers tjocklek. Det visade sig väl möjligt att i detalj identifiera flödesvägarna vars karaktär bekräftar antagandet att vatten och injekteringssubstans migrerar i kanallika system, särskilt utmed skärningslinjen mellan uthålliga sprickplan. Från hålen med vidare sprickor kunde injekteringsmaterial spåras till flera meters avstånd, medan motsvarande längd vid de finsprickigaste hålen var några decimeter.

FORTSATTA FÖRSÖK I STRIPA

De planerade fortsatta försöken i Stripa innebär storskalig tillämpning av metoden "dynamisk injektering". Fig.2 visar principen för tätning av sprickor som skär igenom 3 m långa simulerade deponeringshål med 0.76 m diameter. En stor packer för Lugeonmätning och tätinjektering flyttas successivt i hålets längdriktning och den omges vid användningen av två tätningspackers så att läckage utmed bergväggen förhindras. På samma sätt som vid förförsöken karakteriseras sprickorna hydrauliskt och mängden injekteringssubstans predikteras. Tätningseffekten utvärderas genom Lugeonmätning före och efter injekteringen och också efter en period på 8 månader då temperaturen hos det injekterade berget först ökas upp till ca 90°C och sedan sänks till den ursprungliga nivån. Värmepulsen, som simulerar den upphettning/avsvalningscykel som uppkommer i ett slutförvar som följd av radioaktivitetens avklingande, ger besked om riktigheten hos modellerna för termomekanisk och hydrotermal påverkan av spricktätningens funktion.

Försöket avslutas med en uppbrytning av berget för identifiering av vilka vägar som tätningssubstansen följde vid injekteringen.

Ytterligare försök görs i samband med bestämning av inverkan på den hydrauliska konduktiviteten hos berget i omgivningen av deponeringstunnlar som följd av sprängning och spänningsomlagring. Undersökningen görs i en hydrauliskt väl definierad ort som förses med en tät lining och borrhålsskärmar vid ortens inre och yttre ände på ett



GROUT PENETRATES INTO MAJOR FRACTURES
AND FORCES GROUNDWATER TO FLOW AT
LARGE DISTANCE

Fig.2. Schematisk bild av injektering av deponeringshål.

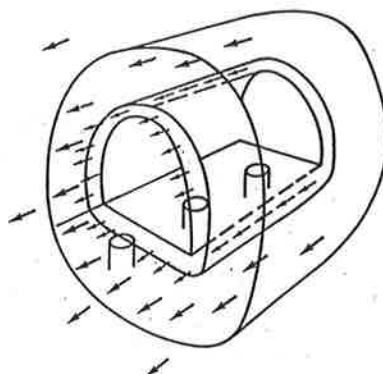
sätt som medger styrd vattenströmning i axiell led genom berget med känd hydraulisk gradient och direkt bestämning av flödet. Prediktering görs med antagande om en inre störningszon p.g.a. sprängning närmast orten och en yttre störd zon där konduktiviteten påverkas av spänningsomlagring. Genom stegvis trycksättning före respektive efter injektering av tätt satta, korta hål, och efter en andra tätningsfas som innebär utförande av en injekteringsskärm vid ortens yttre del, kommer man att kunna särskilja de båda störningszonernas betydelse ur hydraulisk synpunkt. Vidare kommer man att få besked om inverkan av normaltrycket mot ortperiferin på närzonens konduktivitet genom att hålla en avstängd del av orten fylld med vatten som kan trycksättas. Spårämnen och omfattande piezometermätning i det omgivande berget beräknas ge besked om giltigheten hos de utvecklade modellerna, som i hög grad bygger på användning av moderna bergmekaniska datorprogram. Fig.3 visar schematiskt stadierna vid fältmätningen.

Stripaförsöken i fältomfattar slutligen ett projekt vid vilket en naturlig sprickzon, som skär igenom en försöksort, skall tätas med hjälp av dynamisk injektering. Effektiviteten hos tätningen bestäms genom att mäta ändringen i inflöde av vatten till den avgränsade orten och genom att mäta tryckändringen på olika avstånd från orten. Inflödet till orten bestäms genom att mäta hur mycket fukt som tas upp av luft som pumpas genom orten vid jämvikt, dvs då luftomsättningen är sådan att bergytan varken tenderar att torka eller bevätas. Mätningarna genomförs med och utan skärminjektering vid yttre avgränsningen för att bestämma flödet i axiell riktning i de av sprängning och spänningsomfördelning störda zonerna närmast orten. Fig.4 illustrerar försöksprincipen.

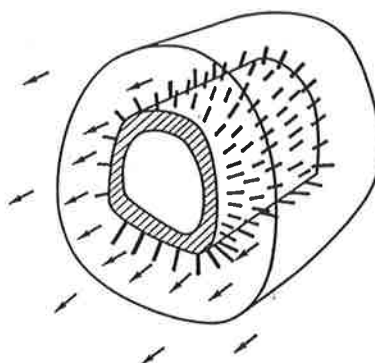
SLUTSATS

De hittills utförda försöken visar att den s.k. dynamiska injekteringsmetoden fungerar väl och medger tätning av sprickor med en ekvivalentapertur av några tiotals mikrometer både vid användning av bentonit och cement. Det kan ske med betydligt mindre vatteninnehåll hos injekteringssubstansen än vad som erfordras vid tätning av betydligt vidare sprickor vid konventionell injektering. De fortsatta försöken, som innebär att metoden tillämpas på olika sätt i ett tänkt slutförvar, avses ge besked också om hur vatten omsätts i sprängda tunnlar närmaste omgivning och om hur flöden kan styras om genom strategiskt utförd tätinjektering.

2 & 3 DISTURBED ZONES
INITIAL, NATURAL STATE



2 & 3 DISTURBED ZONES
HEDGEHOG GROUTING



2 & 3 DISTURBED ZONES
GROUTING OF OUTER END

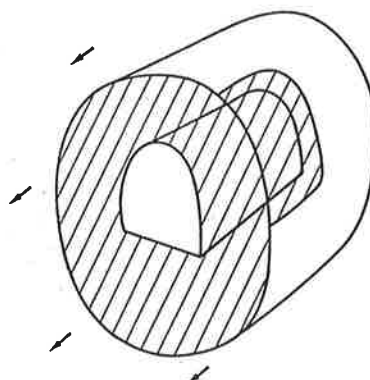
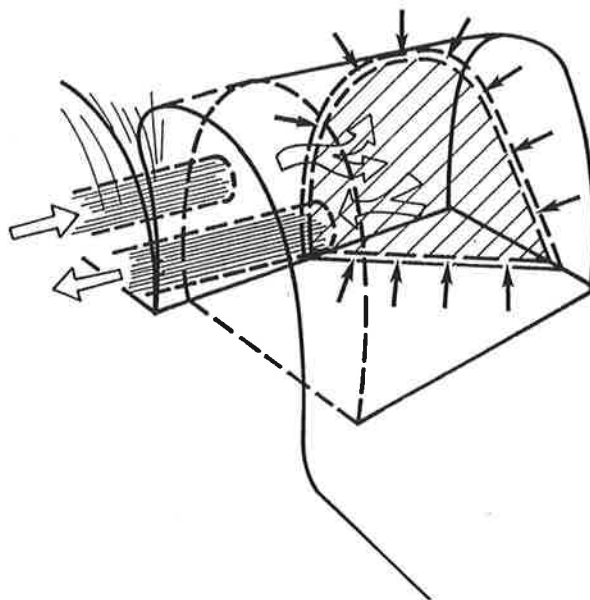


Fig. 3. De tre stadierna vid särskiljande av de störda zonerna runt en ort. Överst: Flöde genom både inre och yttre störningszon. Mitt: Inre zonen tätad genom injektering i tätt satta, korta hål. Underst: Skärminjektering vid yttre begränsningen blockerar yttre zonen.

4 NATURAL FRACTURE ZONE
INITIAL, NATURAL STATE



4 NATURAL FRACTURE ZONE
GROUTED STATE

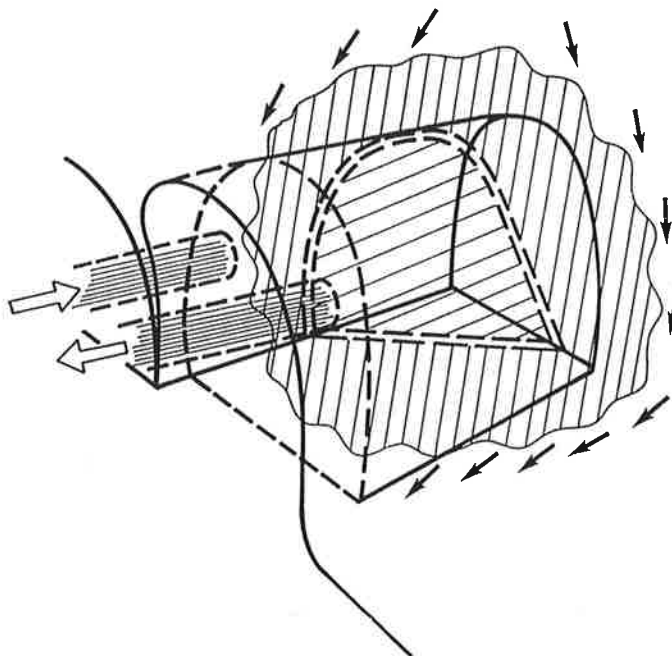


Fig.4. Schematisk bild av testarrangemang vid tätning av naturlig sprickzon.

SUMMARY

Various concepts of disposal of highly radioactive waste products have been worked out in several countries and they have formed the basis of calculation of the rate and paths of radionuclide migration. In Canada, Finland, Japan, Great Britain, Switzerland, Sweden and the United States, crystalline bedrock has been considered to be suitable for such storage and these countries have established a joint venture in the form of an OCED project for investigation of how water flow and migration of dissolved species can be measured in rock. The investigations, which comprise research and development of new techniques for measurements as well as of theoretical models for the description of flow and ion migration, have been running in the Stripa mine since the late seventies, with the Swedish Nuclear Fuel and Management Co (SKB) as responsible organization of the project. Since boreholes, shafts and tunnels may serve as short-circuits for radionuclide transport, they have to be effectively sealed and the Stripa Project has therefore comprised systematic studies of how "buffer materials" with Na bentonite as major sealing component can be used for filling up voids of various sorts and sizes in order to stop flow and leakage. In the last years it has become evident that the lifetime of the metal canisters with waste material and the time for migration of released radionuclides can be significantly increased by sealing fractures in the close vicinity of the large boreholes in which the canisters, surrounded by compacted clay, are contained. This has led to the presently described work on the sealing of rock fractures.

An important implication has been to identify grouts with a very significant longevity and a fluidity that can bring them several decimeters into fractures with an equivalent aperture of 100 micrometers. A criterion is also that their sealing efficiency must be largely preserved also after the heat pulse to which the rock is exposed as a consequence of the radioactive decay. The various national concepts imply that the grouts may be heated to 90 to 150°C and this can generate mineralogical changes as well as a compression/expansion cycle through temperature-induced changes in aperture of the grouted fractures.

The research work has indicated that there are two major grout candidate materials, one with Na bentonite as major constituent, and the other consisting of finely ground cement with silica fume and superplasticizer. Both have been successfully used in hydraulically well defined rock, the tests showing that they penetrate fractures with an equivalent aperture of down to about 30 micrometers to a depth of several decimeters by use of "dynamic injection" technique, which is a new technique based on superposition of vibrations over the static injection pressure. The grouting tests demonstrated that the average hydraulic

conductivity of the rock could be reduced to less than 10^{-10} m/s regardless of the initial value.

The presently planned experiments in Stripa have several purposes. One is to investigate how the rock close to deposition holes can be sealed by grouting from the interior of the holes by using large packers. Another is to determine the shape, extension and hydraulic conductivity of the "disturbed" zones caused by blasting and stress release around deposition tunnels, and how effectively they can be sealed by grouting. The work consists of comprehensive measurement of flow and pressure changes, as well as of rather advanced rock mechanical computations for the prediction of the effect of high grouting pressures and of heating/cooling cycles. The field tests have been preceded by a large number of systematic laboratory investigations in order to determine and model the flow properties of grouts such that they can be used in a new theoretical grout flow model for prediction of the grout inflow into rock fractures.

INJEKTERINGSMATERIAL MED STOR INTRÄNGNINGSFÖRMÅGA

Grouting material for low porosity media

Ingvar Bogdanoff, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Injekteringsförsök har utförts mellan glasplattor och i finkornigt material med finmalen cement och en polyuretanprodukt. Försöken visar att sprickvidder ner till 0,1 mm kan injekteras med cementet vars största kornstorlek är 0,06 mm. Genom att späda ut polyuretanprodukten har inträngningsförmågan kunnat ökas flerfaldt utan att försämma produktens vattentätande förmåga. Sand vars "fiktiva sprickvidd" motsvarar 0,012 mm har injekterats.

INLEDNING

Tätning av berg får utomordentligt gynnsamma effekter vid förvaring av komprimerad gas i oinklädda bergrum. Mot bakgrund av säkerhets- och driftsekonomiska fördelar som kan nås vid täta bergförhållanden, är det lönsamt att driva injekteringsarbetena mycket långt. Denna undersökning ingår som en del i en utredning om storskalig lagring av väte i oinklädda bergrum. Syftet har varit att undersöka inträngningsförmågan för en polyuretanprodukt och dess reaktionsförlopp ur injekteringssynpunkt. Parallellt har även ett finmalet cement undersökts. Cementet har dock inte givits samma utrymme i undersökningen eftersom injektering med cement är en relativt välkänd teknik. Försöken har utförts vid + 7 °C.

POLYURETANPRODUKTEN TACSS 020 NF

När lösningen kommer i kontakt med vatten startar en häftig reaktion och produkten bildar en seg stark gel i fina sprickor och ett skum i grova sprickor, om den tillåts svälla vid lågt omgivningstryck. Det betyder att medlet inte kan transporteras bort av strömmande vatten. Den gel som bildas är svårlöslig och löses inte i vatten eller av lösningsmedel, t ex chlorothene. I motsats till många andra injekteringsmedel uppträder inte syneres eller krympningseffekter. Vid reaktionen bildas istället gas som expanderar materialet.

Grundkomponenten består av:

- | | | |
|-------------------------|-----|---------------|
| Polyisocyanat | — [| Oligomer |
| | | Prepolymer |
| Organiskt lösningsmedel | — [| Mjukgörare |
| | | Lösningsmedel |
| | — [| Emulgatorer |
| | | Allderatorer |
| | — [| Stabilatorer |

Till grundkomponenten tillsätts en katalysator av aminer upplösta i organiskt lösningsmedel. När blandningen kommer i kontakt med vatten sker en reaktion mellan aminerna och isocyanaterna. Det bildas därvid 3-dimensionella korgmolekyler till en stabil gel (polyuretan). Vid reaktionen uppstår även koldioxidgas.

Exponeringen mot vatten är av största betydelse för reaktionsförloppet. Fig. 1 visar fyra prover med 2 och 6% katalysator som underkastas olika grad av exponering mot vatten. De två prover där vattnet har rörts ner i vätskan reagerar häftigt. I de två andra har vätskan försiktigt hållits på blandningen. Reaktionen blir långsam. Om inget vatten tillsätts räcker luftfuktigheten till för att blandningens yta förseglas med ett tjockt "fernissaliknande" skikt.

Ett injekteringsmedels viskositet är av stor betydelse för inträngningsförloppet i sprickorna. Viskositeten är kraftigt temperaturberoende. Fig. 2 visar viskositetsbestämningar som gjorts vid +6,7 °C och +7,5 °C. Vid 7,5 °C är viskositeten 0,55 Pa s (550 cP). Reogrammet tyder på en ur praktisk synpunkt obetydlig tixotropi. För att pumpa vätskan krävs att man övervinner en svag flytspänning på 3 Pa eftersom linjen inte skär origo. Vätskan är strikt en binghamvätska; flytspänningen är dock så låg att den i detta sammanhang kan behandlas som en newtonsk vätska. Viskositeten är bestämd för blandning med 2% katalysator och 10% vatten (för induktion). Den ger en lägre viskositet än enbart för grundkomponenten.

DEGERHAMN INJEKTERINGSCEMENT

Cementet är mera finmalet än t ex Skövde SH-cement som vanligtvis används vid injektering, se Fig. 3. Största kornstorleken är 0,06 mm. Specifika ytan är 600 m²/kg, jämförd med 480 m²/kg för Skövde SH-cement. Injekteringscementet har en hög sulfatresistans och lägre alkalieinnehåll än vanligt cement. Det är relativt okänsligt mot reaktiv kiselsyra i berg. (Malmberg 1986).

Försöken har visat att cementet har en lång bindetid. Det minskar dess användning för förinjektering som kräver korta väntetider mellan injektering och borrarning.

REAKTIONSFÖRLOPP FÖR TACSS VID INJEKTERING

Reaktionsförloppet är förhållandevis komplicerat. Fig. 4 åskådliggör förloppet vid injektering i ett sandfyllt rör. Sanden kan antas motsvara fina sprickor i berg. Injekteringsmedlets induktionstid startar när det kommer i kontakt med vatten. Efter ca 3 min vid +7 °C och 2% katalysatormängd startar reaktionen. Viskositeten ökar nu hastigt samtidigt som det bildas gas. Gasen driver åt det håll där det lägsta trycket finns, framför injekteringsfronten i det här fallet. Vid injektering i sand in situ driver gasen i allmänhet uppåt.

Om injekteringstrycket hålls över 0,18 MPa reagerar inte det TACSS som ligger kvar i röret ovanför sanden. Reaktionen startar om trycket faller under 0,18 MPa och avstannar om trycket höjs.

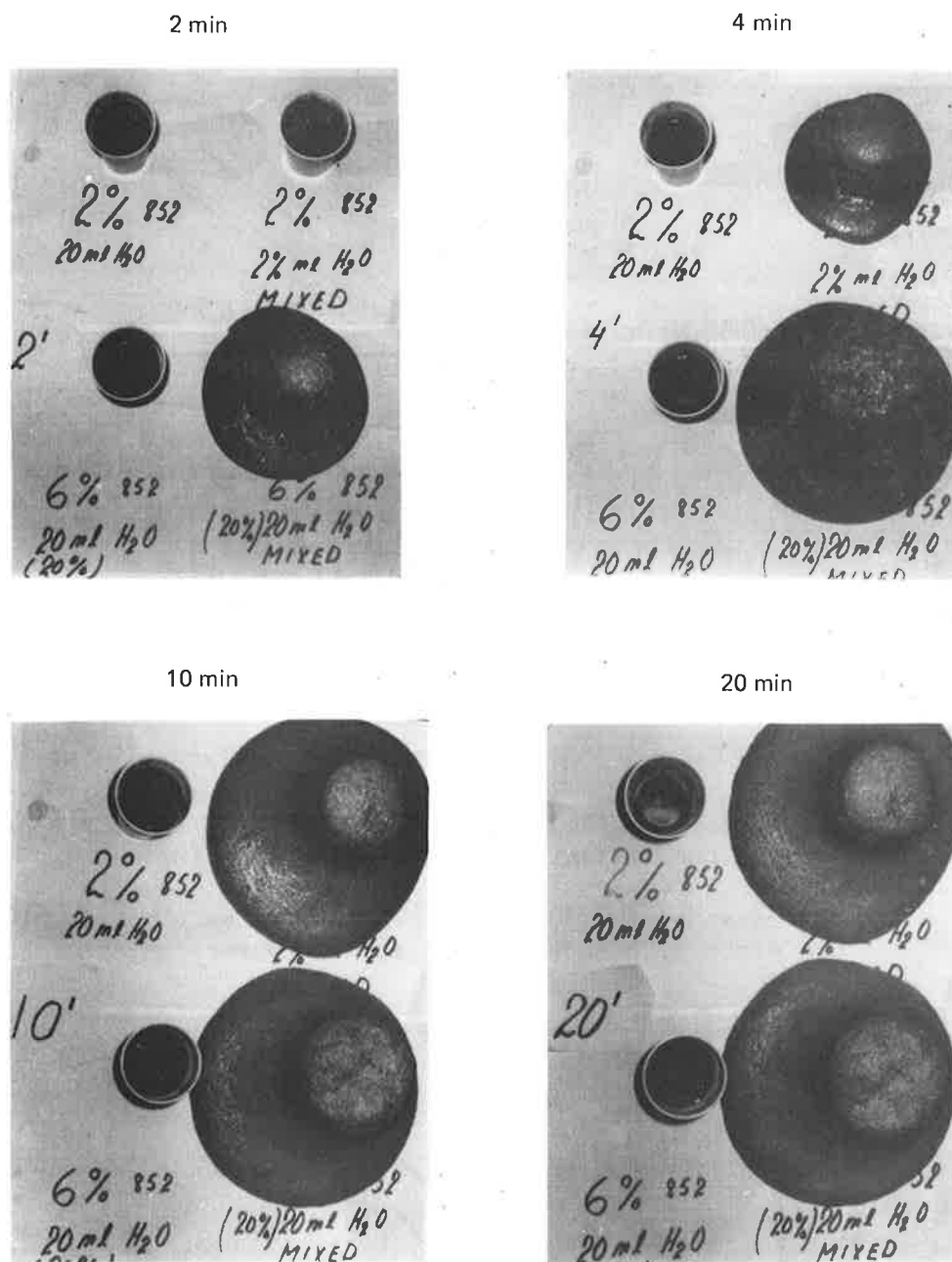


Fig. 1 Ökad kontaktyta mot vatten och större katalysatormängd ger snabbare reaktionsförlopp. I de två proverna till höger tillsattes vattnet snabbt under omrörning. I de två övriga tillsattes vattnet försiktigt.

Increased contact surface against water and increasing amounts of catalyst gives faster reaction. Water was quickly mixed into the two samples to the right, but cautiously poured without mixing into the grout samples to the left.

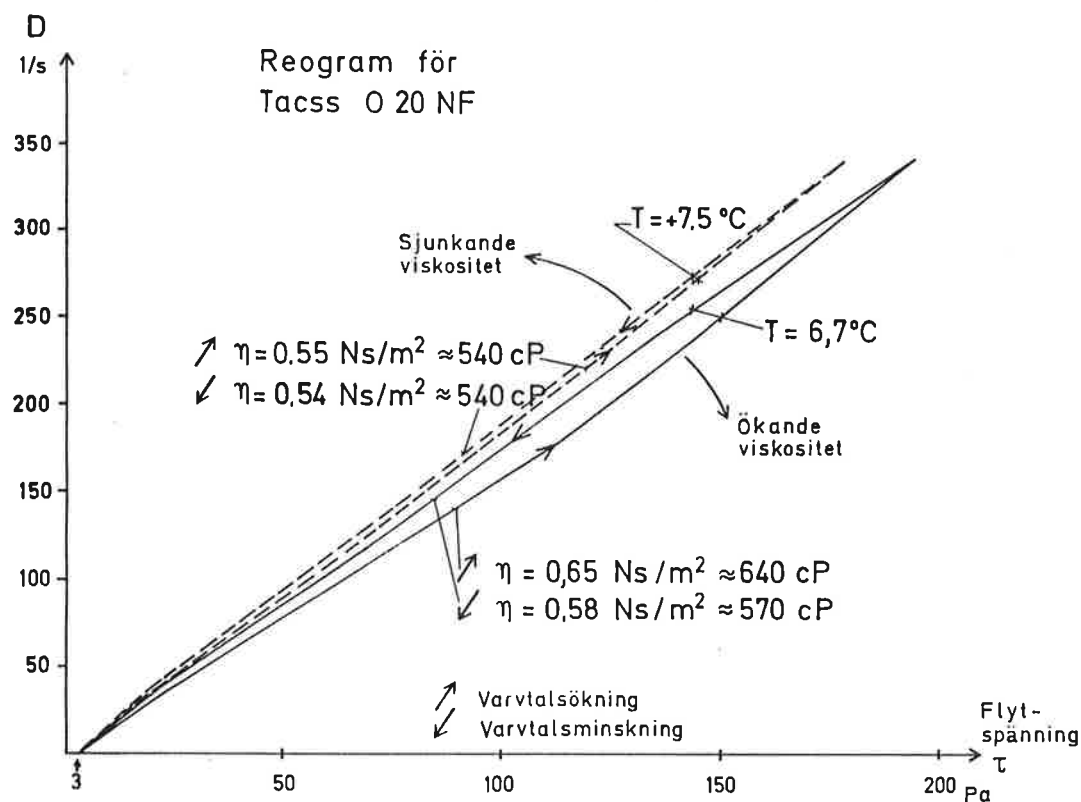


Fig. 2 Viskositetsbestämning för TACSS. Till grundkomponenten har tillsatts 2% katalysator och 10% vatten.

Assessment of viscosity of TACSS. The main component is added with 2% catalyzer and 10% water.

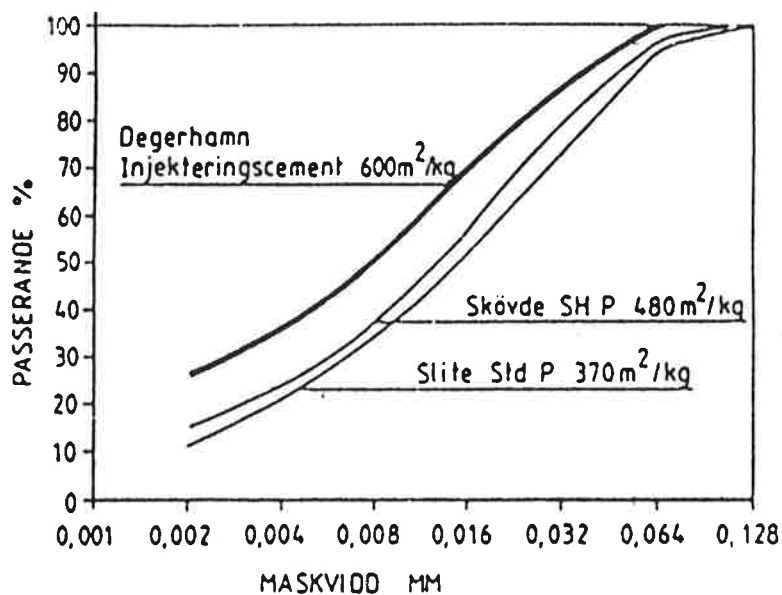


Fig. 3 Kornstorlek för olika cementsorter (efter Malmberg 1986).

Grading curves for different cements (after Malmberg 1986).

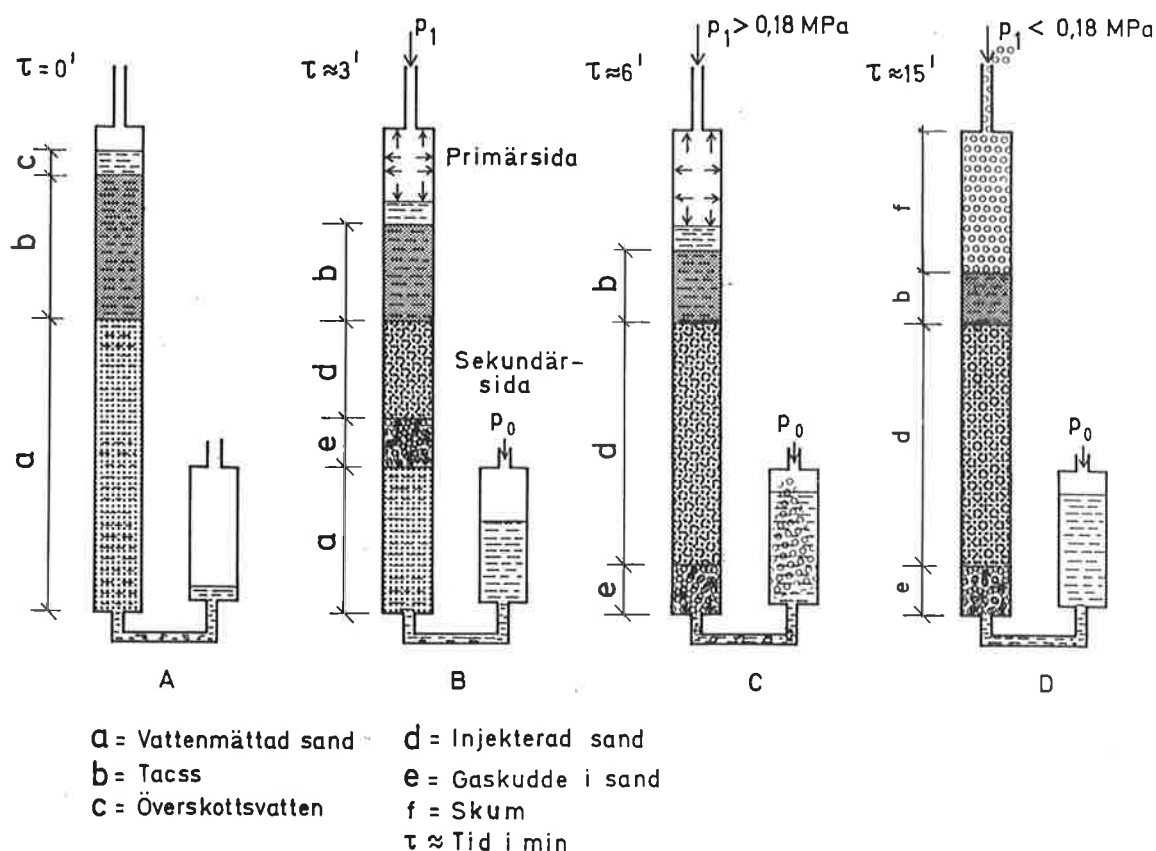


Fig. 4 Principiellt reaktionsförlopp för TACSS. Efter påfyllning (A), pressas injekteringsmedlet in i sanden under övertryck $p_1 - p_0$, (B). Efter några minuter börjar reaktionen. En gaskudde bildas i fronten och som tränger undan vattnet. När viskositeten ökar avstannar inträngningen. Ökas injekteringstrycket p_1 över 0,18 MPa förblir injekteringsmedlet i flytande form ovanför sanden. Minskas trycket p_1 under 0,18 MPa bildas polyuretanskum (D).

The reaction principles for TACSS. The grouting material is injected to the sand (A) under the injection pressure $p_1 - p_0$ (B). The reaction gas moves to the front where the gas bubble increases. If the injection pressure p_1 is higher than 0,18 MPa the grouting material above the sand remains as a fluid (C). If the pressure drops below 0,18 MPa it will react and turn over to polyurethane (D).

Om mottrycket från omgivande vatten är högre än 0,18 MPa, kan man frestas att tro att reaktionen inte heller sker i sanden (sprickorna). Emellertid har det visat sig vid upprepade försök, att reaktionen sker i sanden och materialet gelar. Försök har gjorts med injekteringstryck upp till 0,7 MPa och mottryck upp till 0,5 MPa. Någon förklaring till varför reaktionen sker i sanden, men inte i vätskan ovanför, kan för närvarande inte ges. En möjlighet är att isocyanaternas exponering mot vatten blir relativt måttligt ovanför sanden. Reaktionen förmår då inte komma igång om trycket är över 0,18 MPa. När medlet strömmar genom sanden däremot får det en stor kontaktyta mot vatten samtidigt som det sker ett tryckfall.

TACSS som tillåts starta reaktionen vid atmosfärstryck, 2% katalysatormängd och hög vatteninblandning, inne i smala rör (4 mm) bildar ett gastryck på ca 0,7 MPa.

Vid injektering mellan glasplattor kan man också se att det bildas gasbubblor i det gelande skiktet. Gelen blir seg "fernissaliknande" och hårdare vid ökande omgivningstryck. Ur Fig. 5c framgår att om injekteringen fortsätter efter att materialet börjat gela, kan det bildas kanaler genom gelen genom vilka nytt material strömmar mot fronten. Observera att detta material inte har kommit i kontakt med vatten. Det induceras först när det kommer till fronten, där det stöter på blöta sprickväggar. Injekteringen kan därför pågå under lång tid.

Om injektering sker vid låga tryck exempelvis vid 0,1 MPa, fortsätter medlet tränga in, p.g.a. reaktionsgasen, även om man släpper trycket i manschetten. Vid injektering i material som kräver höga tryck (vid fronten) har man ingen nämnvärd spridning p.g.a. reaktionstrycket. Efter hand som gastrycket ökar, ökar även viskositeten vilket motverkar inträngningen.

Tacss pressar undan allt vatten i den injekterade zonen.

Gasbildning börjar, viskositeten ökar för Tacss som kommit i kontakt med vatten.

Tacssen i fronten har gelat, flytande Tacss kan transporteras fram via en eller flera öppna kanaler. Kanalerna står öppna så länge trycket är $\geq 0,18$ MPa

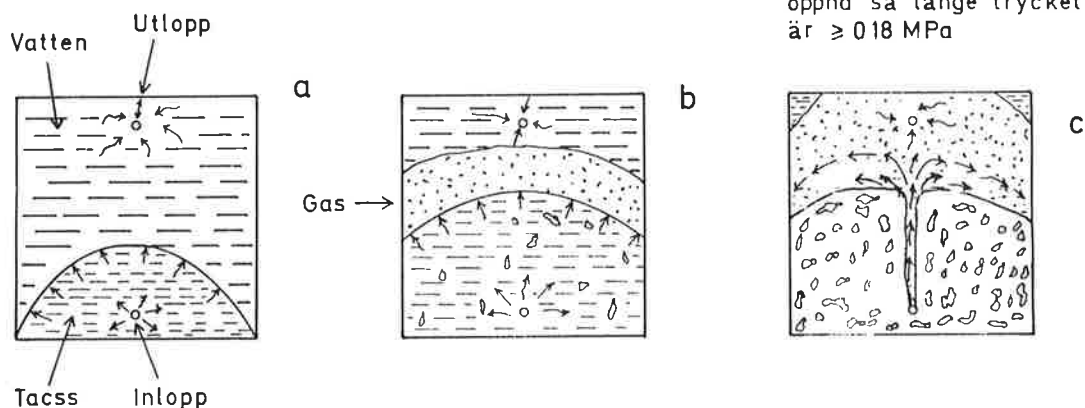


Fig. 5 Principiellt förlopp vid injektering i smala spalter som det observerats mellan glasplattor.

The principles of grouting of narrow slots as observed between glass plates.

INTRÄNGNINGSFÖRMÅGA I SMALA SPALTER

Utbredningsförloppet för ett injekteringsmedel i en bergmassa är komplext. Under laboratorieförhållanden kan man ganska väl beräkna injekteringsmedlets utbredning som en funktion av tiden. Fig. 6 visar resultatet från försök mellan glasplattor och teoretiskt beräknade inträngningsdjup som funktion av tiden. Överensstämmelsen är tillfredsställande. Beräkningarna är utförda med formeln i Fig. 7. (Jiacai 1982).

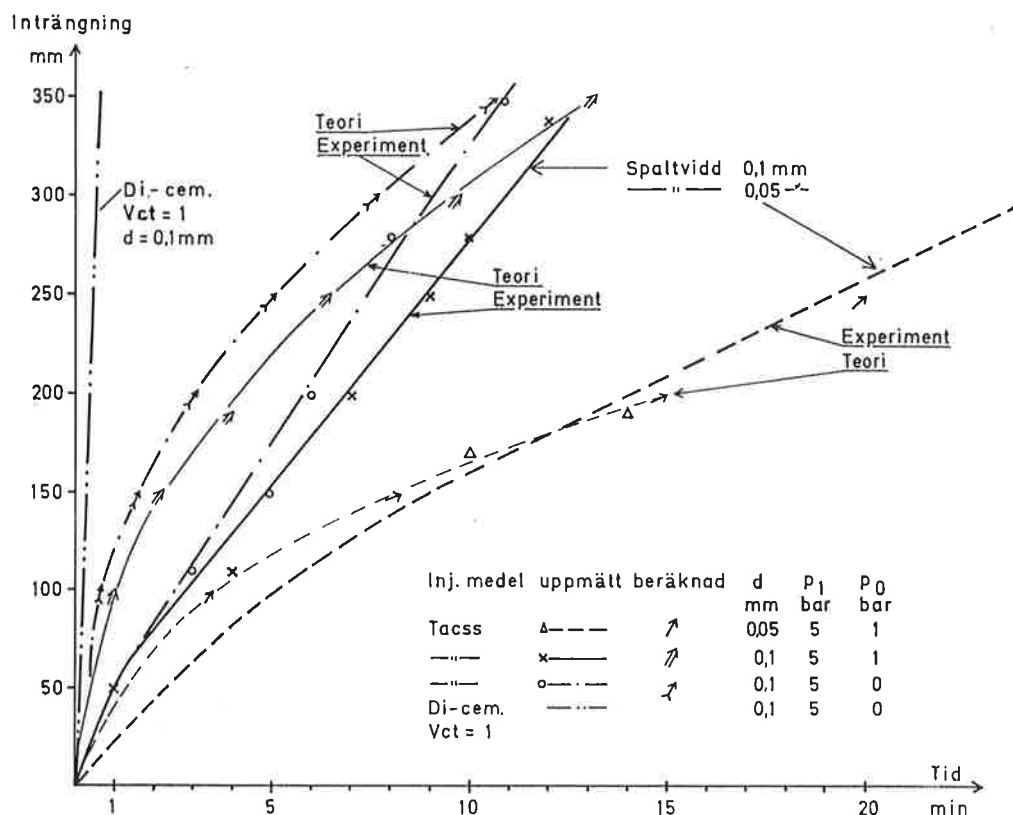
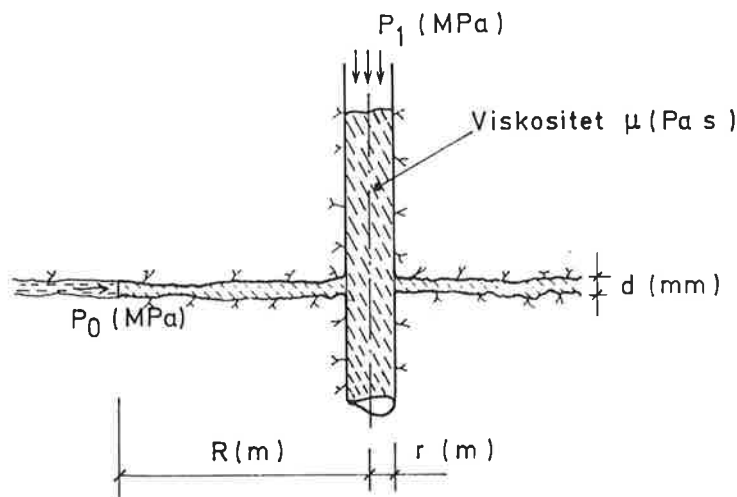


Fig. 6 Beräknade och uppmätta resultat från försök mellan glasplattor. Spridningen för injekteringscementet sker relativt snabbt i 0,1 mm spalten beroende på dess låga viskositet vid vct=1.

Calculated and recorded values from tests between glass plates. The penetration velocity of the cement in the 0.1 mm gap is high depending on the low viscosity at the water/cement ratio =1.

Med TACSS har spalten 0,05 mm injekterats. Mindre spalter har inte provats eftersom de praktiska svårigheterna att upprätthålla spaltvidden blir svåra. Efter ett utfört försök är det möjligt att demontera glasplattorna och kontrollera det injekterade materialskiktets tjocklek. Det har då visat sig att injekteringsmaterial ibland trängt emellan de tunna plexiglasplattor som möjliggör demontering av glasplattorna och även mellan distansbitar och plexiglasskivorna. Sådana skikt har uppmätts ner till 0,015 mm Fig. 8 visar plan av glasplattor och ram för fixering av dessa.

Med Degerhamn injekteringscement har spalten 0,1 mm kunnat injekteras. Det är den undre möjliga gränsen. Det kunde konstateras att där spalten var mindre erhöles inget cementskikt. Vattencementalet har hållits vid vct=1. Som tillsatsmedel har använts 1% Scaninjekt, ett vattenreducerande och dispergerande medel som även ger svällande effekt. Injekteringsstrycket har varit 0,5 MPa. Det visade sig vid försöken att om injekteringen upphörde för några sekunder så kunde den inte återupptas på nytt, eftersom cementkornen flockade sig i spalten. Två försök gjordes för injektera en 0,05 mm spalt. Bägge gångerna flockade sig cementkornen i närområdet till inloppet.



$$T \approx \frac{10^{-7} \cdot \mu (R^2 - r^2) \ln R/r}{(P_1 - P_0) \cdot d^2} \quad (\text{minuter})$$

Fig. 7 Beräkning av injekteringstid för en newtonsk vätska med viskositeten μ .

Calculation of grouting time for a newtonian fluid with viscosity μ .

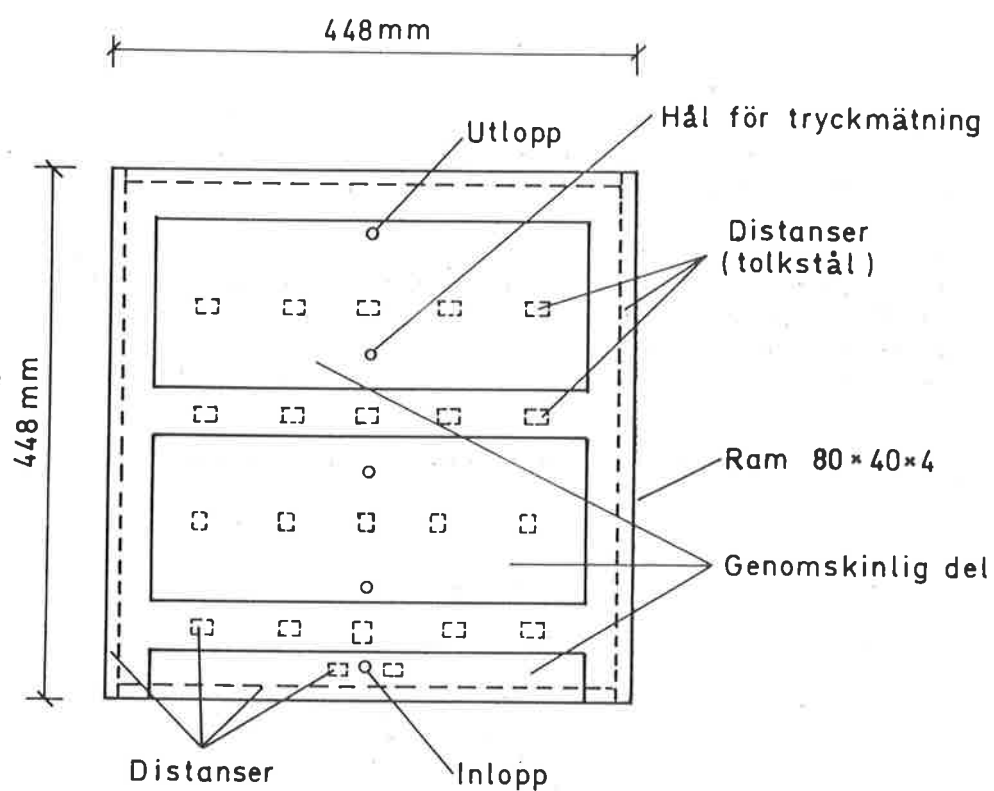
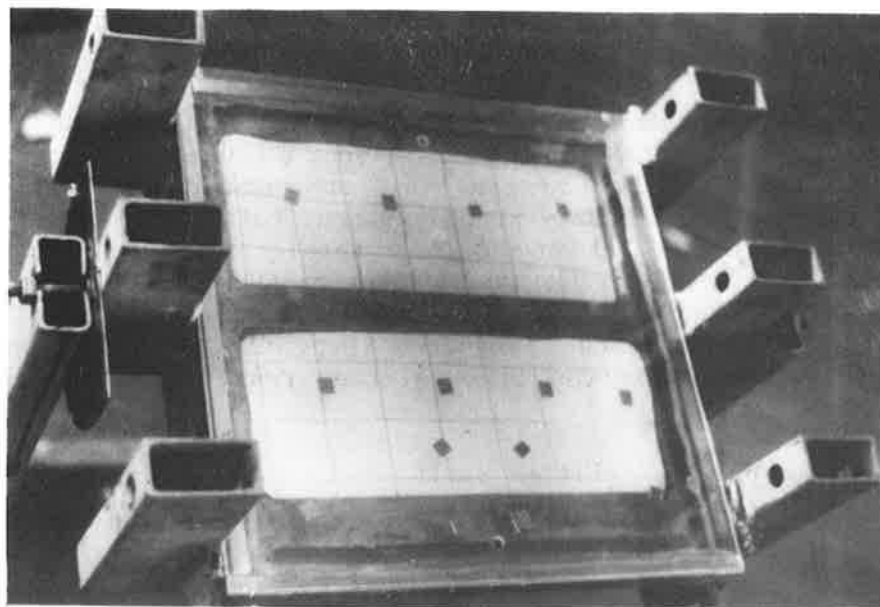


Fig. 8 Stålräm för fixering av glasplattor för spaltförsök (Goodall, 1987).

Frame for glass plates used for grouting tests in narrow gaps.

INTRÄNGNINGSFÖRMÅGA I KORNMATERIAL- FIKTIV SPALT

Hålrummen mellan kornen i sand eller exempelvis mellan fina glaspärlor kan antas representera en fiktiv spaltvidd. Den största kanalen mellan kornen i ett ensgraderat material med runda korn blir ca $0,25 \times$ korndiametern. (Jfr utrymmet mellan tangerande cirklar). I en sand blir kanalerna mindre eftersom kornen är ojämna och har varierande kornfördelning. Fig. 9 visar kornfördelning för Baskarpsand nr 7 och olika glaspärlor som använts i försöken. Bergman (1975) beräknade en fiktiv spalt för tre olika siktade fraktioner av sanden till:

Korndiameter	Fiktiv spalt
0 - 0,1 mm	0,012 mm
0,1 - 0,15 mm	0,019 mm
0,15 - 0,25 mm	0,03 mm

Den fiktiva spalten är beräknad som $0,15 \times$ korndiametern vid 50% passerande mängd.

Med samma teknik för den osorterade sanden blir den fiktiva spalten 0,018 mm. Fig. 10 visar resultat från försök i rör med olika katalysatorinblandning och injekteringstryck. Med 2% katalysator upphör inträngningen efter ca 5 min.

Med Degerhamn injekteringscement har fyllning i rör med 0,5 mm glaspärlor kunnat injekteras. De är runda och kornfördelningen är ensgraderad, se Fig. 9. Fyllningen motsvarar en fiktiv spalt på $0,25 \times$ diametern $\approx 0,13$ mm. Försöken korrelerar väl med försöken mellan glasplattorna.

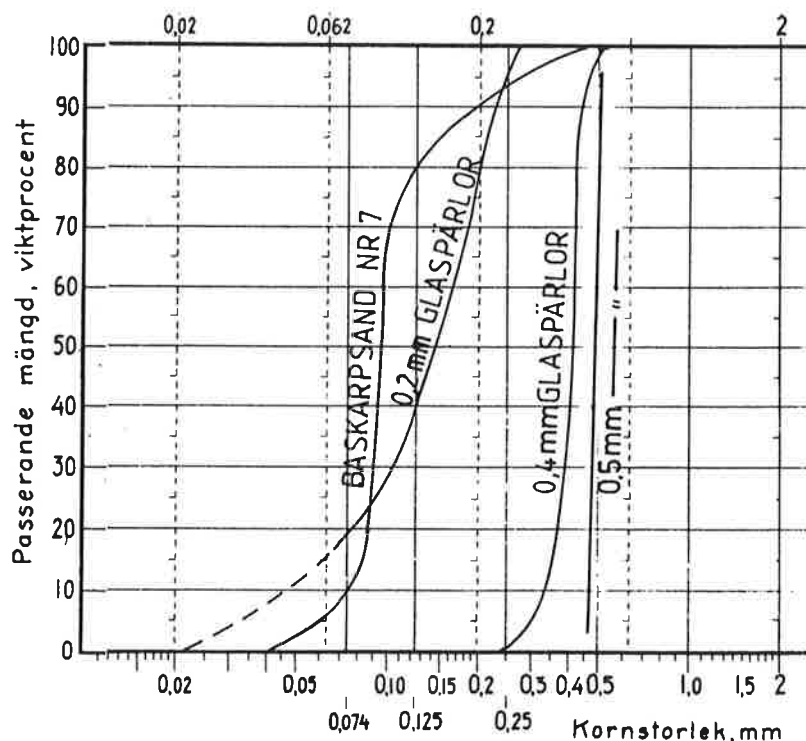


Fig. 9 Kornfördelning för Baskarpsand nr 7; 0,2 mm, 0,4 mm och 0,5 mm glaspärlor.

Grading curves for Baskarp Sand No. 7; 0.2 mm, 0.4 mm och 0.5 mm glass spheres.

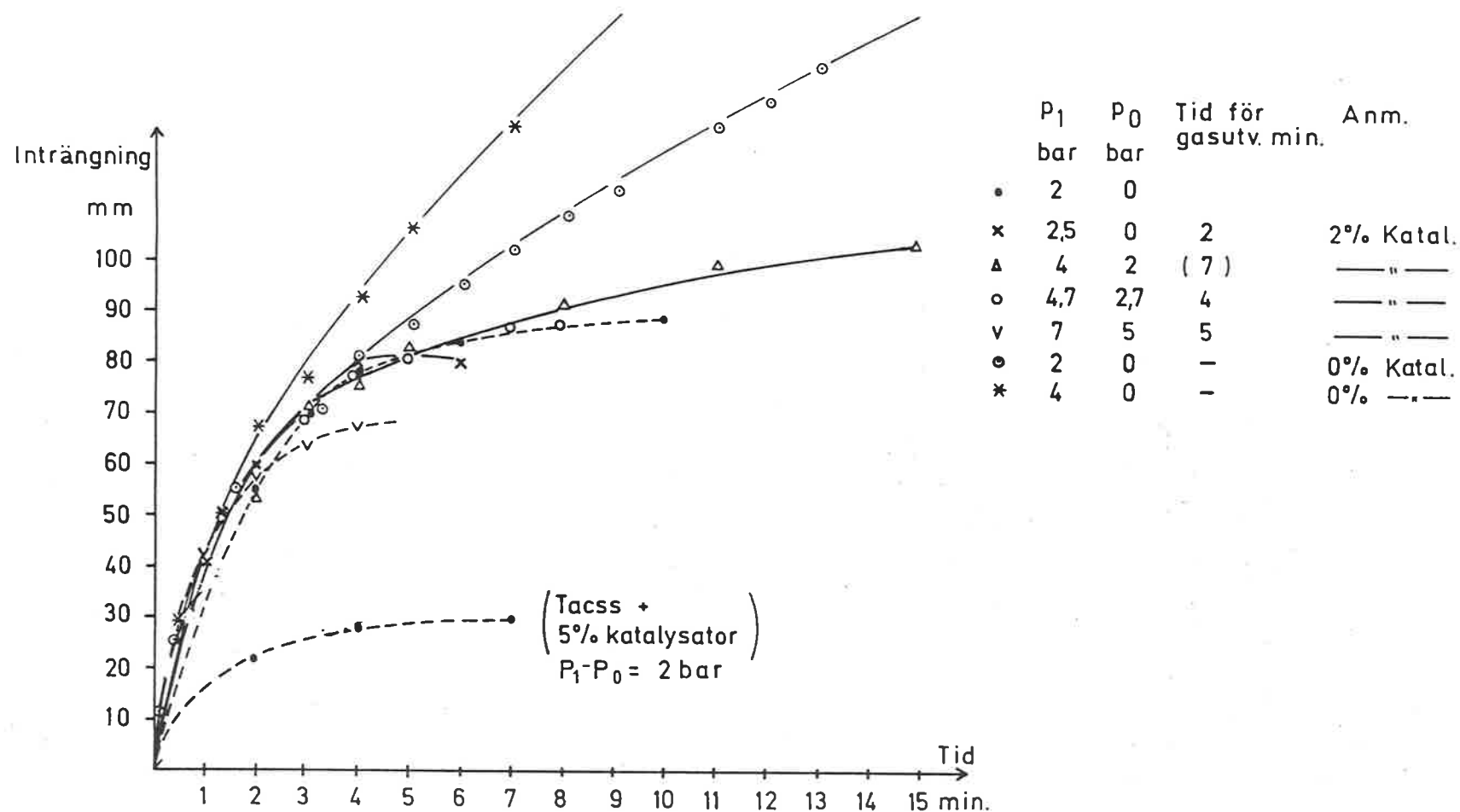


Fig. 10 Inträngning för TACSS i Baskarpsand nr 7. Vid försök utan katalysator begränsades inträngningsdjupet av försökrörets längd ca 300 mm.

Penetration of TACSS in Baskarp Sand No. 7. The penetration depth was limited by the tube length 300 mm in the tests without catalyst.

UTSPÄDNING AV TACSS

Polyisocyanaterna är lösta i organiskt lösningsmedel. En "produktutveckling" har utförts i projektet för att förbättra inträngningsförmågan genom att späda ut TACSSen med Chlorothene. Inträngningen ökar kraftigt med den minskande viskositet som följer av ökande utspädningsgrad, se Fig. 11.

Vid 50% och 100% utspädningen gjordes försök i sand med kornfraktionen 0-0,125 mm (fiktiv spaltvidd $\approx 0,012$ mm). Inträngning skedde utan svårighet. Se Fig. 12.

Prover av injekteringarna har efteråt utsatts först för ett luftundertryck och därefter för ett vattenundertryck på -0,098 MPa. Om det finns öppna porer i de injekterade kropparna bör vatten sugas in i dessa. Tabell 1 visar provernas procentuella viktökning och enaxiella tryckhållfasthet. Tendensen är att permeabiliteten blir lägre med ökad utspädning. Tryckhållfastheten minskade vid 40% utspädning. Vid 50% utspädning är hållfastheten lika stor som för outspädda prover. Den finare sanden kan möjligen ha bidragit till de höga värdena.

Ett försök har utförts med 100% utspädning. Det gelade provet blev betydligt skörare och sandkornen framträdde tydligare. Vatteninträngningen blev måttlig. Vid fri svällning, utan sand, ökade inte volymen mera. Intrycket är att den kraftigt utspädda lösningen fortfarande kan ge god tätning och stabilisering. Ytterligare försök behöver dock göras för att undersöka eventuell permeabilitetsförsämring.

Formeln i Fig. 7 har utvecklats för att gälla endimensionell strömning i kornmaterial. Med formeln har viskositeten vid olika utspädning beräknats ur inträngningstiden T. Se Fig. 11.

$$\mu = \frac{r^2(p_1 - p_0)}{0,667 \cdot 10^{-7} \cdot R^2} \cdot T$$

T = injekteringstid minuter

R = strömningslängd mm

r = fiktiv spalt (hålrummet mellan kornen) mm

μ = viskositet Pa s

$p_1 - p_0$ = injekteringstryck-mottryck MPa

För den kända viskositeten vid outspädd TACSS är överensstämmelsen mycket god.

INJEKTERINGSTEKNIK MED LÖSNINGSMEDEL (TACSS)

För att inte sprida ut injekteringsmedlet för långt ut är det viktigt att avsluta injekteringen vid rätt tidpunkt. I tabell 2 har inträngningsdjup beräknats med formeln i Fig. 7 för outspädd TACSS. Komplexibiliteten i en bergmassa gör att värdena i tabellen inte helt återspeglar verkligheten, men tabellen indikerar betydelsen av pumptryck och kännedom om

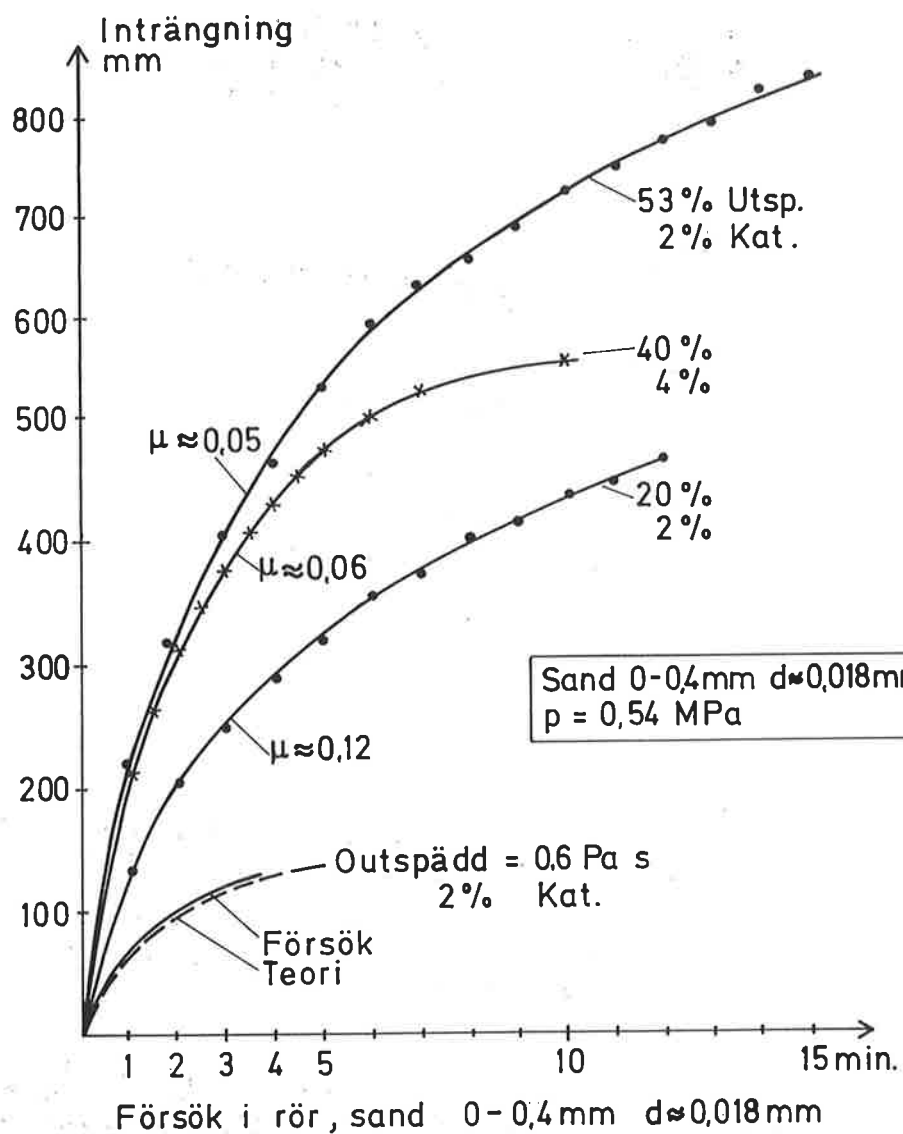


Fig. 11 Inträngning av TACSS i sand vid olika utspädningsgrad. För 20, 40 och 53% har viskositeten beräknats.

Penetration of TACSS in sand at different percentage of diluting agent. The viscosity is calculated for the 20, 40 and 53% dilution.

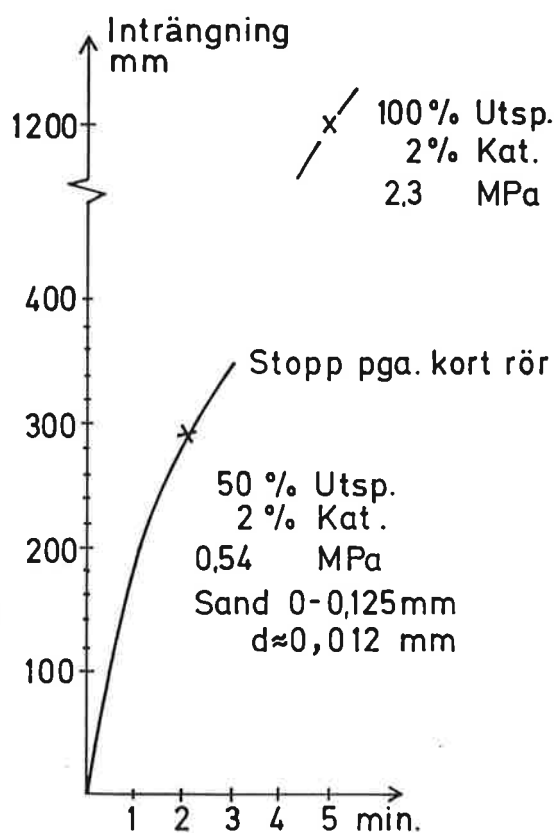


Fig. 12 Inträngning av utspädd TACSS i sandfraktionen 0-0,125 mm, motsvarande en fiktiv spalt $d \approx 0,012$ mm.

Penetration of diluted TACSS in sand with grading 0-0.125 mm. The pore size corresponds to a gap width of $d \approx 0.0125$ mm.

Tabell 1. Procentuell viktökning för prover med olika utspädningsgrad efter att ha utsatts först för -0,098 MPa undertryck i luft och därefter i vatten. Tabellen visar även tryckhållfasthet.

Utspädningsgrad	Viktökning efter -0,098 MPa under- tryck i vatten	Tryckhållfasthet MPa
%	%	
0	4,9	11
20	7,7	9,3
40	1,9	7,3
50	0,9	9,7
53	2,1	-
100	6,6	-

bergförhållandena.

Efter en inledande fas med lågt pumptryck kan man låta gelningen ske i sprickorna. I borrhålet är medlet huvudsakligen i flytande form, eftersom det inte kommit i kontakt med vatten. När man sedan höjer trycket punkteras de fina sprickorna eftersom injekteringsmedlet inte hunnit tränga djupt in i dessa. Tabell 2 visar att för att injektera en 0,02 mm spricka krävs att trycket höjs till 6,4 MPa och hålen borraras med $c < 0,6$ m. Det är då mycket bättre att injektera med utspädd TACSS. Inträngningstiden minskar och borrarningen kan ske glesare.

Vid tät borrarning utgör injekteringsmedel som blir kvar i borrhålen en betydande kostnad. Ett sätt att minska denna kostnad är att avsluta injekteringen med 50-100% utspädd TACSS. Borrhålen bör dessutom vara klena, även om minskande borrhålsdiameter minskar inträngningen något.

Under fintätning är räckvidden från injekteringshålet begränsad. Det är då fullt möjligt att samtidigt utföra både injektering och borrarning växelvis eftersom injekteringsmedlet gelar tillräckligt inom en halvtimme.

Tabell 2 Inträngningsdjup för TACSS (utspädd 0,06 Pa s) vid olika spaltvidd och tryck efter 5 min injekteringstid.

Sprick- vidd (d) mm	Injekteringstryck ($p_1 - p_0$)							
	MPa							
	0.05	0.1	0.2	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4
	m							
0,02	0,05	0,07	0,08	0,10	0,13	0,17	0,27	0,30
0,05	0,09	0,12	0,15	0,20	0,25	0,35	0,50	0,65
0,1	0,15	0,20	0,23	0,35	0,50	0,70	0,95	1,2
0,5	0,6	0,8	1,1	1,3	1,9	2,6	3,6	4,9
1,0	1,0	1,4	1,9	2,6	3,6	4,9	6,7	
5,0	5	6	9	12	16			

MÖJLIG TÄTNINGSEFFEKT, HÅLAVSTÅND

Försöken visar att sprickvidder åtminstone ner till 0,012 mm är injekterbara. Det motsvarar en hydraulisk konduktivitet på $1,4 \cdot 10^{-9}$ m/s med 1 spricka/m, eller $7 \cdot 10^{-9}$ m/s vid finsprickigt berg med 5 spr/m.

Vid tätning av fina sprickor $\approx 0,012$ mm kan ett rimligt spridningsavstånd från borrhålet antas var ca 1 m. Vid 53%

utspädningsgrad är viskositeten 0,05 Pas. Tillgänglig pumptid är ca 15 minuter. Erforderligt pumptryck blir 8,7 MPa över grundvattentrycket. Vid 100% utspädning behövs endast trycket 2,7 MPa. Jfr även med Fig. 12 där ett försök utförts i ett sandfyllt rör med injekteringstrycket 2,3 MPa.

SUMMARY

The paper describes grouting tests using Degerhamn Cement and a polyurethane product, TACSS. The tests was performed between glass plates (Hele-Shaw apparatus) and in tubes filled with saturated grain material. The temperature was +7 °C.

The cement penetrated fissures down to 0.1 mm at a comparatively high water/cement ratio of $w/c=1$. This was confirmed both in the glass plate tests and in subsequent tests in tubes filled with 0,5 mm glass spheres. The pores in the aggregate of glass spheres corresponds to a mean opening between the spheres of 0.13 mm.

During the tests the penetration ability for the TACSS has largely been improved by adding a diluent agent. When diluted with 53%, the penetration depth increased 8 times in a sand with grain size of 0-0.4 mm. Solid grout samples were tested at -0.098 MPa water depression. The diluted samples show a lower permeability than the undiluted. In conclusion the lower viscosity caused by dilution permits better filling of the pore volume. The diluted TACSS can be used for sealing of fissures as small as 0.012 mm.

The isocyanates in the TACSS react with water after adding a catalyst. The reaction liberates CO_2 -gas wich has an expanding effect upon the grout. Grouting material in a pipe or in a drillhole will not react as long as the injection pressure is higher than 0.18 MPa. When the material flows into the fissures, the reaction occurs in the fissures/sand at an injection pressure of 0.7 MPa and a back-pressure of 0.5 MPa. This, however, does not occur in the TACSS above the sand until the pressure is dropped.

REFERENSER

Bergman, Sten. G.A. 1970. Tunneltätning. Injekteringsmedels-inträngning i sand och smala spalter. Rapport R45:1970. Statens råd för byggnadsforskning.

Bergman, Sten. G.A. 1975. Tunneltätning mot små läckage. Rapport R25:1975. Statens råd för byggnadsforskning.

Borchart, Peter. SWEBA. Personlig kommunikation.

He Jibao, CTH. Personlig kommunikation.

Liu, Jiakai. Polyurethan Grouting in Hydraulic Engineering, 1982.

Malmborg, Bo. 1986. Nya cement för bergarbeten. Bergsprängningskommittens årliga diskussionsmöte, 1986.

DISKUSSION

Roland Pusch: Det är uppenbart att om man skall täta en spricka med ett injekteringsmedel och det är av kornig karaktär, alltså t ex cementmaterial, så är det omöjligt att få in någonting om kornstorleken är större än sprickvidden. Man skall därför försöka komma ner så mycket som möjligt i kornstorlek. Som ett exempel kan jag nämna att vårt cementmaterial hade 15 μm största kornstorlek. Med 1-procentig superplasticizer blev inträngningen i finsprickor god, vilket framgick då vi bröt upp golvet med Dardan och tog reda på var injekteringsbruket hade gått ut i ca 5 m^3 berg. Det var då möjligt att se, för det första vilka vägar det hade tagit och det var en bekräftelse på hela kanalfilosofin, för det andra att vi kunde identifiera cementfilm med en tjocklek av ned till ungefär 30 μm . Nu spelar antagligen injekteringstrycket en viss roll, dvs injekterar man ett relativt högt tryck, så finns det nog en tendens att man öppnar upp sprickorna men det går sannolikt delvis tillbaka elastiskt, så det kanske inte ger en helt riktig bild av vad som är möjligt att injektera. Jag skulle tro att det är möjligt att sammansätta cement så att den kan nyttjas för en mängd tillämpningar, inklusive tätning av finsprickigt berg. Det borde vara intressant för hela auditoriet att veta att man med den dynamiska injekteringsmetoden, dvs med statiskt tryck och överlagrad svängningsrörelse, kan reducera skjuvningsmotståndet och öka flytbarheten så att man kan injektera sprickor som har en hydraulisk appertur av kanske 50-60 μm och en verklig appertur av ungefär 100 μm .

Gunnar Gustafson: Vad vi ser här är en vetenskap i vardande. Carl-Olof Morfeldt myntade uttrycket "Injektering en svartkonst!?" Jag tycker emellertid att vi närmar oss en vetenskap. Injektering av en Binghamvätska bör öka tendensen till kanalbildning jämfört med en Newtonvätska.

Peter Borchart: Injektering med polyuretan ger en aktiv injekteringsprocess genom att medlet reagerar med vatten. Under gasbildning tränger medlet in i sprickorna genom att trycket ökas.

Rolf Christiansson: Jag har en fråga till Eva om de här laboratorieförsöken i Luleå. Hur hanterade ni normaltrycket i modellerna?

Eva Hakami: De satt sammanpressade i en speciellt konstruerad ram av plexiglas. Samma låga normaltryck rådde vid flödes- och sprickviddmätning.

Axel Makurat: Du sade att du fick den största hastigheten i mitten av sprickan, det såg ut som en normalfördelning. Finns det en förklaring eller var det bara tillfälligt?

Eva Hakami: Det beror på att sprickvidden generellt sett var större i mitten och om det i sin tur berodde på belastningsfallet eller om det berodde på slumpen, det kan man ju säga vara öppet. Vi har väldigt lite material statistiskt, så det kan jag inte svara på.

Gunnar Gustafson: Jag vill fortsätta på samma fråga. Flödesteoretiskt borde du ha fått en hydraulisk sprickvidd i närheten av geometriska mediet för din sprickviddsfördelning. Du har fått ett något högre värde. Kan det bero på deformationer i modellen mellan sprickviddmätningen, som ger ett kapillärt undertryck i sprickan och flödesmätningen vid övertryck i den vattenfyllda modellen?

Eva Hakami: Jag tror inte att det beror på att den deformeras när jag fyller den med vatten. Däremot tror jag det beror på att sprickan kunde vara mera ihoptryckt på kanterna. Den gradienten jag hade var alltså väldigt liten, det var några centimeter vattenpelare.

Ulf Lindblom: Den Hele-Shaw-modell som Ingvar Bogdanoff visade användes ursprungligen för strömning i planparallella spalter och vid konstruktionen av den fann vi att man måste ha mycket styva plattor för att inte få deformationer i spalten, 1 cm tjockt glas.

Carl-Olof Morfeldt: Det var en imponerande redogörelse vi fått vid denna session av de forskningar som bedrivs för att bemästra injekterings- (tättnings-) problemen i bergsprickor. När jag ser S G A Bergman här framför mig tänker jag på de grundläggande arbeten han gjorde på 60-talet för att studera hur olika cement-filler blandningar trängde in i sprickor av olika vidd. Laboratorieförsöken som utfördes dels i glaströr med graderade sand-sorter dels i "simulerade sprickor" spalter mellan glasskivor gav många intressanta impulser till fortsatt FoU.

Sessionsordföranden citerade den en gång av mig ställda frågan om injekteringen är en svartkonst? Jag vill svara genom att citera docenten Karl Caldenius - "berget har sin egen melodi", och det kommer det att fortsätta att ha.

Injekteringstekniken har utvecklats både vad gäller utrustningar, arbetsmetodik och injekteringsmedel. Ett stort problem kvarstår dock här, liksom på så många andra teknikområden när det gäller anisotropa, geologiska material, nämligen att kontrollera och bevisa att vidtagna åtgärder fått eftersträvat resultat. Det klassiska problemet vid injektering att samtidigt kunna täta (injektera) grova såväl som fina sprickor (läs stort vattenflöde/dropp), utan att det valda injekteringsmedlet "slås ut" av endera spricksorterna, kvarstår. Här får man alltså lita till injekteringspersonalens omdöme och skicklighet.

Tekniska hjälpmedel och metoder för att följa upp och kontrollera injekteringsförloppen och dess resultat står högt på teknikernas önskelista, med förväntningar på forskarna.

BULTFÖRSTÄRKNING

Reinforcement with bolting – quality and test methods

Inledare:

Professor Håkan Stille, KTH/Skanska

INLEDNING

Mina Damer och Herrar!

Rätt bult på rätt plats är en svår konst inom tunnelbyggandet. Problemet har alltsedan den första bulten installerades studerats både teoretiskt och praktiskt. Trots förnämliga insatser från inte minst svenskar kvarstår många obesvarade frågor hur bultar samverkar med omgivande berg.

Jag vill i detta sammanhang peka på dels de förnämliga experimentella insatser som S. Bjurström, B. Ludvig, F. Björnfot och B. Stillborg har gjort för att förstå bultar och kablars förmåga att ta last dels de teoretiska analyser som utförts av H. Larsson, M. Holmberg och mig själv för att försöka förstå samverkan bult-berg.

Dagens tre föredrag innebär ytterligare ett tillskott av kunskap om bultar. Speciellt intressant är frågan om bultars beständighet vilket alla tre mer eller mindre belyser.

FÖRSTÄRKNINGSPROBLEM VID KONVERTERING AV UPPVÄRMT OLJELAGER TILL KOLLAGER

Conversion of oil cavern to coal storage.

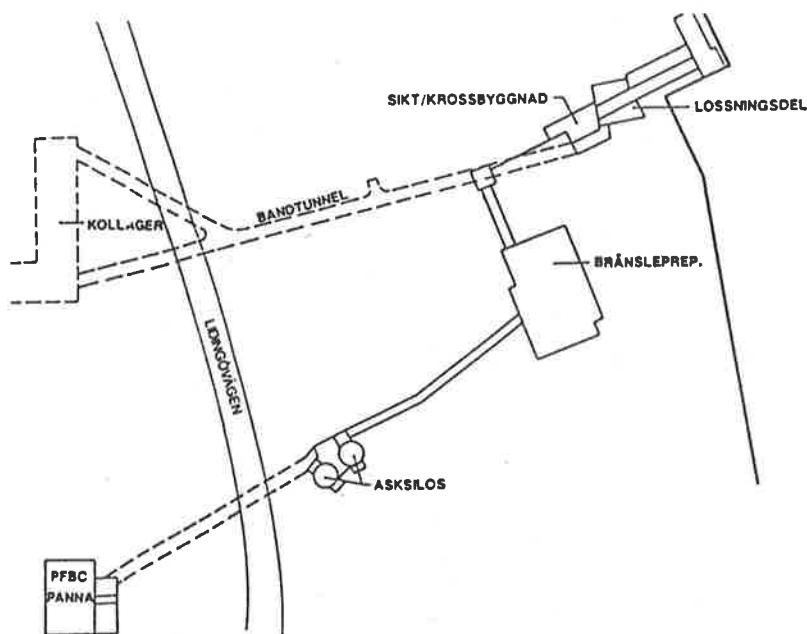
Civiling Pär Olsson, Skanska AB
Professor Håkan Stille, Skanska AB och KTH, Stockholm.

INLEDNING

I anslutning till energianläggningar finns ett behov av lagringsutrymmen för bränsle och avfall som ingår i energiprocessen.

Till följd av den ökade miljömedvetenheten är idag kraven stora på hantering och lagring i anslutning till nya anläggningar.

Vid projekteringen av ett nytt kolkraftverk i Värtan i Stockholms innerstad planerades ursprungligen för ett ovanjordslager. De lagringsutrymmen som diskuterades krävde stora byggnader som skulle komma att påverka stadsbilden. Koncessionsnämnden för miljöskydd avslog i ett tidigt skede ansökan om att få utföra ovanjordslager i denna utformning.



Figur 1 Kolkraftverket är placerat i Värtan i centrala delarna av Stockholm.
The coal power plant is located at Värtan in the central parts of Stockholm.

I närheten av den plats där anläggningen skulle placeras fanns sedan tidigare två berggrum som utnyttjades för oljelagring.

Lagringsbehovet för kolkraftverket kom att lösas genom att ett av de befintliga oljeberggrummen konverteras till kollager.

Stockholms Energi gav, genom ABB Carbon, Skanska i uppdrag att utföra konverteringen och anslutande transporttunnlar. Arbetena påbörjades tidigt 1988 och beräknas vara slutförda till sommaren 1990.

Erfarenhet från konvertering av oljeberggrum är idag mycket begränsad och berggrummets funktion som kollager ställer också helt andra säkerhetskrav än man kan göra på ett traditionellt oljeberggrum.

Under arbetena måste en rad nya frågeställningar lösas och erfarenheterna från dessa kommer säkert att bli användbara i framtiden då nya energiformer ständigt kommer att provas och tas i bruk.

URSPRUNGLIGT UTFÖRANDE

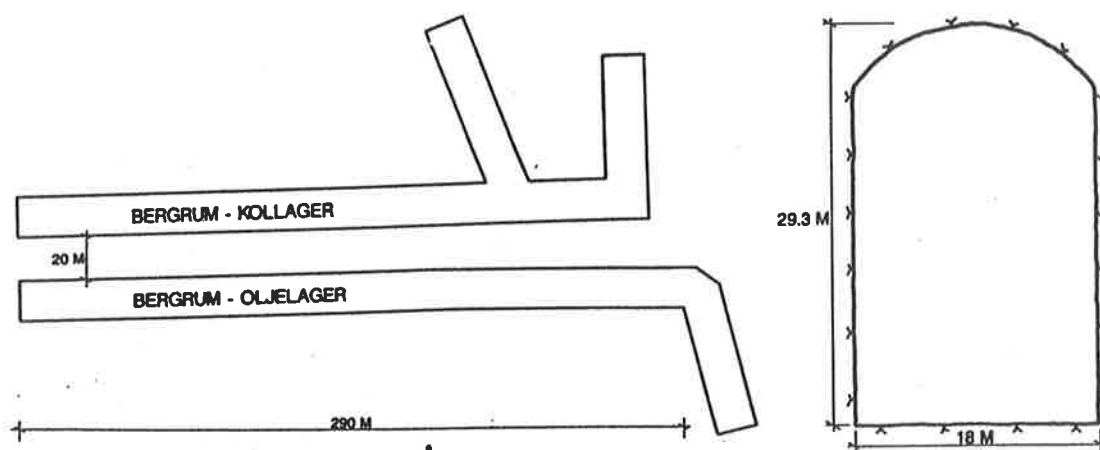
Geologi

Berggrunden inom området består av ådrig gnejs med inslag av granit och pegmatit. Gnejsens skiffrihet är i huvudsak orienterad i horisontalplanet.

Lokalt förekommer ett par lerfyllda slag som står brant och skär berggrummet vinkelrätt.

Bergförhållandena inom området kan klassificeras som mycket goda.

De två berggrummen utfördes 1974 och placerades parallellt, ca 20 m från varandra. Berggrummen gavs en höjd av ca 30 m och sprängdes ut med ett galleri och två pallar.



Figur 2 Plan- och sektionsritning av berggrummen.
Plan and section of the caverns.

Utförandet av bergrummen och de förstärkningsinsatser som gjordes finns väl dokumenterat.

Av takytan förstärktes ca 25% med sprutbetong med eller utan bultning. I resterande delar utfördes endast selektiv bultning med ca 1 bult/m bergrum.

Med tanke på den goda bergkvaliteten och det ändamål som bergrummet byggdes för var dessa förstärkningsinsatser tillräckliga.

Normalt finns inget behov av att gå in i oljebergrum efter att de tagits i drift. De säkerhetskrav som finns gäller i första hand att inga installationer får skadas av blockutfall.

Efter utförandet har tjockolja med en temperatur av 50-60°C lagrats i de båda bergrummen. Avsikten är att det ena bergrummet även i fortsättningen skall utnyttjas för lagring av uppvärmd tjockolja.

Det kan även nämnas att under byggnadstiden observerades knäppningar i berget som kunde tolkas som förekomst av smällberg.

FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR KONVERTERING

Vid den första inspektionen av bergrummet efter tömning av olja observerades att som väntat var väggar och större delen av taket täckta med olja. Endast en mindre del av taket hade ej varit i kontakt med oljan. Detta beror på att en viss reservvolym har förekommit samt att luftfickor bildats.

Det kunde också förmodas att olja trängt in i sprickor i berget och genom sin smörjande effekt nedsatt bergets hållfasthet.

Inom vissa delar av bergrummet kunde ett omfattande nedfall av block observeras. En del av blocken hade fallit ned efter tömning av bergrummet vilket kunde konstaterats på färsk ej oljetäckta brottytor på väggar, tak och de nedfallna blocken.

Blocken som lossnat var i regel skivformade och hade en storlek på upp till några m³.

Orsaken till de bitvis omfattande blocknedfallen kan förklaras med den sparsamma förstärkning som utfördes vid bergrummets utförande. I de partier av bergrummet där blocknedfallen var mest omfattande hade den sämsta bergkvaliteten observerats vid utförandet.

Den temperaturhöjning som bergrummet utsatts för har också i kombination med den minskade hållfastheten, orsakad av oljeinträngning i sprickor, påverkat stabiliteten negativt.

I samband med konverteringsarbetena och kollagring kommer en temperatursänkning att ske i bergrummet vilket även det ger upphov till spänningsförändringar i bergmassan.



Figur 3 Endast en mindre del av taket hade ej varit i kontakt med oljan.
A minor part of the roof had not been in contact with the oil.



Figur 4 Brottytorna bakom block som lossnat var täckta med olja som trängt in i sprickor och reducerat sprickornas friktionsegenskaper.
The rock surface behind loose rock were covered with oil which had filled open joints and reduced the friction.

Risken för ytterligare blocknedfall bedömdes därför vara uppenbar.

Baserat på erfarenheterna från utförandet av bergrummet och inspektionen av det tömda lagret bedömdes ingen risk för storstabiliteten föreligga.

Vid det framtida utnyttjandet av bergrummet som kollager kommer kontinuerlig aktivitet med personal och maskiner att förekomma, varför stora krav på säkerheten måste ställas.

Förstärknings- och saneringsarbetena kom därför att inriktas på att skapa en ur bergteknisk synpunkt säker arbetsmiljö i kollagret. En förutsättning var att dessa arbeten kunde utföras med säkra arbetsmetoder.

För att uppnå de höga säkerhetskraven i kollagret bedömdes det bli nödvändigt att bulta och betongspruta hela taket. Väggarna kunde däremot säkras med selektiv bultning och en mer frekvent bergbesiktning.

Sanering skulle krävas av samtliga bergytor dels för att erhålla goda förutsättningar för besiktning, skrotning och förstärkning, dels för att erhålla en god arbetsmiljö vid den framtida driften som kollager.

ARBETSMETODIK

Med tanke på bergrummets höjd och kondition bedömdes det inte möjligt att på ett säkert sätt utföra sanering, skrotning och förstärkning av tak och övre delen av väggarna med utrustning placerad på bergrumsbotten.

Genom att fylla bergrummet med vatten till ca 2/3 av höjden och sedan arbeta från flytande plattformar skulle två positiva saker uppnås. En nedkylning av berget skulle ske samtidigt som en lämplig arbetshöjd på ca 10 m skulle erhållas.

När arbetet med taket och övre delen av väggarna var avslutat skulle vattenytan sedan sänkas i etapper. På så sätt skulle arbetshöjden hela tiden vara lämplig.

För att kunna utföra arbetena på ett säkert sätt vara det önskvärt att i ett tidigt skede montera en temporär förstärkning med omedelbar verkan. Den oljefilm som täckte bergytan gjorde det svårt att bedöma bergkvaliteten och det var ibland omöjligt att upptäcka sprickor och lösa block.



Figur 5 Förstärknings- och saneringsarbetena gjordes från en flytande ponton.
The work was performed from a floating platform.

Ett tänkbart alternativ var att i samband med skrotningen systematiskt montera Swellex-bultar. Förstärkningsarbetena och saneringen skulle då genomföras under en säkrad yta.

Lösningen var dock svår att ekonomiskt motivera. Ur säkerhetssynpunkt var lösningen mycket tillfredsställande.

SANERINGSFÖRSÖK

Innan ett förstärkningsförslag utformades var det nödvändigt att genomföra saneringsförsök för att utreda vilken vidhäftning som kunde förväntas på den tvättade bergytan. Försöken utfördes med varierande saneringsteknik.

Metod	Draghållfasthet
Våtblästring med sand och vatten	0,2 MPa
Våtblästring med sand och vatten med avfettningsmedel	0,9 MPa
Blästring med rotormunstycke modell "Hålmetoder"	0,4 MPa

Figur 6 Resultat från saneringsförsök.
Result from cleaning tests with different technics.

Att använda avfettningsmedel i det vattenfyllda bergrummet skulle förorena vattnet till den graden att det måste genomgå en omfattande rening i samband med urpumpningen. Kostnaderna för detta skulle bli avsevärda och det bedömdes ej genomförbart.

Den vidhäftning som erhöles genom blästring med sand och vatten var inte tillräcklig för att uppfylla de dimensioneringskrav som krävdes i bergrummet. Blästringen var dock tillräcklig för att kunna genomföra en bedömning av erforderliga förstärkningsinsatser.

Det var alltså nödvändigt att på något annat sätt fästa sprutbetongen vid taket.

Genom att förse Swellex-bultar med någon form av upplag för sprutbetong skulle man kunna utnyttja dessa både för de temporära säkringsarbetena och som kompensation för den låga vidhäftningen. För att kunna använda Swellex-bultarna som del i den permanenta förstärkningen måste bultarna vara korrosionsskyddade.

FÖRSTÄRKNING AV TAK

Som tidigare nämnts bedömdes ingen risk föreligga för totalstabiliteten. Förstärkningen utformades för att säkerställa stabiliteten mot nedfall av större och mindre block.

Mindre block skulle vara svåra att upptäcka vid skrotningen och en säker selektiv bultning av dessa bedömdes inte vara möjlig att utföra. Dessa block måste därför säkras med sprutbetong.

Beräkningsmässigt dimensionerades sprutbetongen för att bära block med en tjocklek på 0,4 m.

För att fästa sprutbetongen vid berget utnyttjades korrosionsskyddade Swellex-bultar. Bultarna försågs med rörhylsa och två stycken brickor, en rektangulär och en triangulär. Den rektangulära brickan placerades mot berget för att hindra nedfall av mindre stenar som trots rörhysan lossnade i samband med uppblåsning av bultarna.

Den triangulära brickan placerades 5 cm utanför den rektangulära brickan och hade som uppgift att fungera som upplag för sprutbetongen.

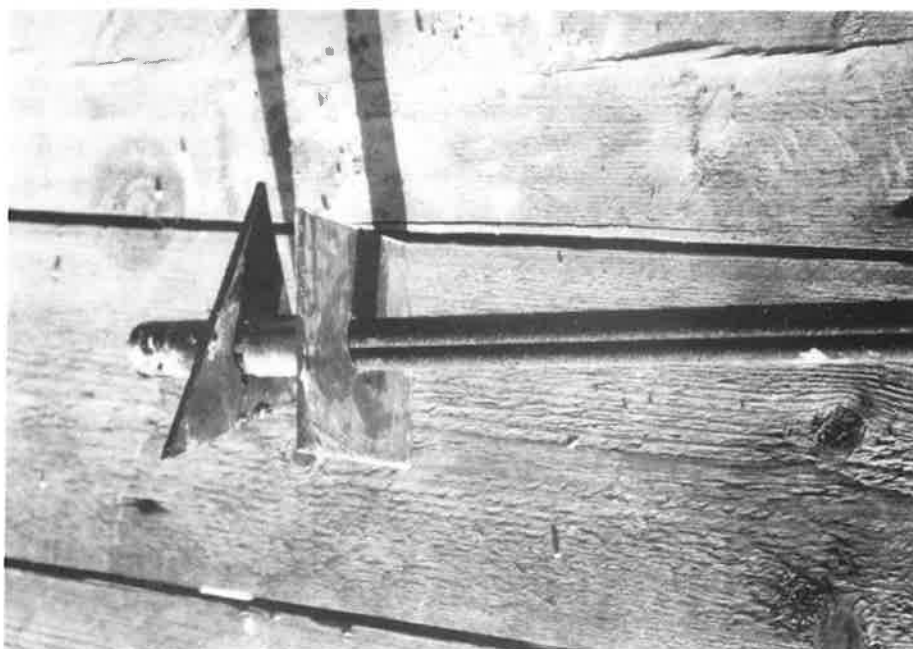
Genom att utforma brickan triangulär var det lättare att spruta betong bakom brickan.

Teoretiska beräkningar visade att bultarna behövdes placeras systematiskt med c 2,0 m för att kunna bära bergskivor med tjocklek av 0,4 m.

Detta var också tillräckligt för att temporärt säkra bergytan under förstärkningsarbetena.



Figur 7 Säkringsarbete med Swellex-bultar.
Safety work with Swellex bolts.

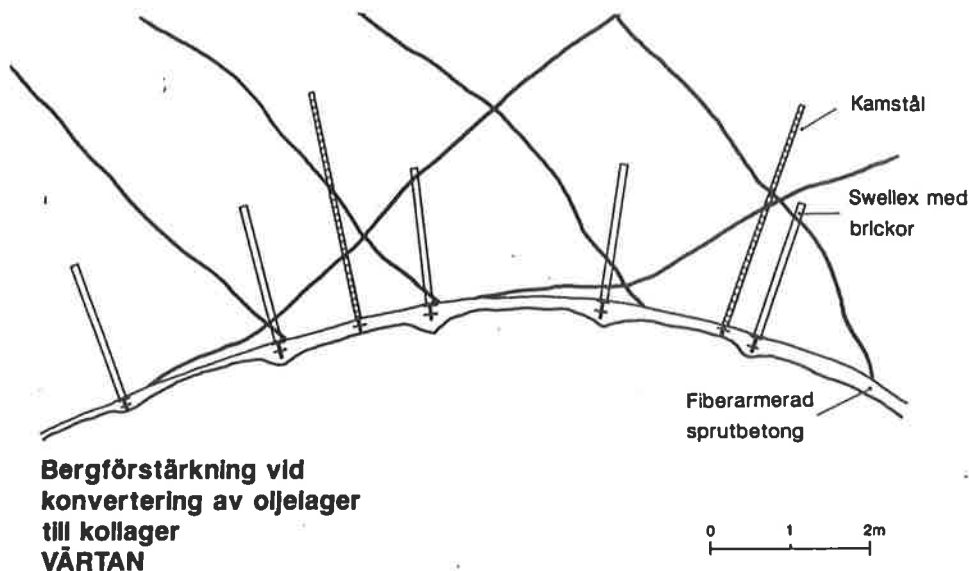


Figur 8 Swellex-bultarna var försedda med en rektangulär och en
triangulär bricka.
The Swellex bolts were provided with one rectangular
and one triangular plate.

Sprutbetongens vidhäftningsförmåga utnyttjades inte vid dessa beräkningar utan kan betraktas som en extra säkerhet.

Vid uppbommade partier och lösa block med en tjocklek på större än 0,4 m utfördes selektiv bultning med kamstål. Det bedömdes vara möjligt att med stor säkerhet kunna observera de partier som krävde selektiv bultning.

Kamstålen som monterades selektivt försågs med tvärgående järn 5 cm utanför bergytan för att också ge bidrag till upphängningen av sprutbetongen.



Figur 9 Principskiss över bergförstärkning i taket.
Outline of the supportsystem for the roof.

När den systematiska och selektiva bultningen var avslutad sanerades bergytan med sand och vatten under högt tryck.

En kompletterande översyn utfördes sedan för att bedöma om behov av ytterligare bultning förekom.

Efter eventuell kompletterande bultning sprutades avslutningsvis taket med fiberbetong. Alla bultskallar översprutades omsorgsfullt för att säkerställa brickornas beständighet mot korrosion. I de partier där vatten observerats placerades dräner.

SLUTLIG ARBETSGÅNG

Arbetsgången vid förstärkning av taket kan sammanfattas enligt följande:

- Skrotning av lösa block.
- Systematisk bultning med korrosionsskyddad Swellex, $l=1,8$ m, c 2,0 m, försedda med rörhylsa och två brickor.
- Selektiv bultning med kamstål, $l=3,0$ m.

- Sanering med sand och vatten under högtryck.
- Berginspektion och kompletterande bultning.
- Sprutning med fiberarmerad betong.

FÖRSTÄRKNING AV VÄGGAR

Ur säkerhetssynpunkt var det inte nödvändigt att totalspruta väggarna med betong. Förstärkningen av väggarna omfattade skrotning och selektiv bultning med kamstål. Där berget var dåligt och ej kunde skrotas till en stabil yta samt kring öppningar och installationer säkrades väggarna med systematisk bultning med Swellex och betongsprutning. För att skapa en acceptabel arbetsmiljö i kollagret sanerades väggarna. Ur bergmekanisk synpunkt var saneringen endast nödvändig för att bultningsbehovet med säkerhet skulle kunna bedömas.

I framtiden erfordras dock en tätare inspektion och skyddsskrotning än vad som normalt utföres. Detta speciellt med tanke på de ändringar i bergrumsklimatet som kommer att ske.

PROVNING OCH VERIFIERING AV LÖSNINGAR

Den förstärkningsfilosofi som används vid konverteringen av oljelagret i Värtan innehåller en kombination av gammal och ny teknik. Det har därför varit nödvändigt att utföra en rad provningar för att verifiera och dokumentera lösningarna. Provningarna ger också ett utmärkt tillfälle att öka kunskapen för liknande projekt i framtiden.

Provning av korrosionsskydd på Swellex

För att kunna tillgodoräkna sig Swellex-bultarna i den permanenta förstärkningen utnyttjades korrosionsskyddade bultar. Korrosionsinstitutet fick i uppdrag att bedöma korrosionsrisken för skyddade bultar. Slutsatserna blev följande:

- Bultar med oskadad beläggning kommer inte att få nämnvärda korrosionsangrepp på många år.
- På ställen där beläggningen är skadad är risken för allvarlig allmätkorrosion liten men viss risk för gropfrätning finns.
- Det bedöms ta lång tid för gropfrätningen att gå genom stålet, troligen över 20 år. Enstaka genomfrätningar bedöms ha liten inverkan på rörens hållfasthet.

Enligt Korrosionsinstitutets utlåtande var det alltså möjligt att utnyttja Swellex-bultarna som permanent upphängning av sprutbetongen.

Utborrning av Swellex-bultar

Ett antal bultar har installerats för att friborras och provdras när anläggningen varit i drift 10-15 år. En verifiering av bultarnas korrosionsskydd och bärighet kommer då att fås.

Friborrning av bultar har redan genomförts för att studera hur bultarna ligger an mot berget i det uppborrade hålet.

Provdragning av korrosionsskyddad Swellex

Eftersom erfarenheten av korrosionsskyddade Swellex är mycket begränsad utfördes provdragning av bultarna. Resultatet överensstämde med leverantörens uppgift. Bultarna gick av vid ca 11 tons belastning.

Vidhäftningsförsök

Efter sanering och betongsprutning borrades kärnor ut för bestämning av vidhäftningen mellan bergyta och sprutbetong. Maximalt erhöles en vidhäftning på 0,2 MPa.

Tryckförsök av översprutade brickor på Swellex

Den triangulära brickan på Swellex-bultarna fungerade som upplag för sprutbetongen. Provingar visade att upphängningskonstruktionen kunde belastas med ca 5 ton innan brott inträffade.

Friborrning av bultskallar

Anledningen till att den bricka som fungerade som upplag för sprutbetongen utformades triangulär var att täckningsgraden av sprutbetong skulle bli hög.

Utborrning av bultskallar visade att täckningsgraden var minst 80%.



Figur 10 Ingjutna Swellex-bultar försedda med bricka provdrogs för att uppskatta upphängningsanordningens kapacitet. Pullout tests were performed to verify the load capacity of the plates on the Swellex bolts.

SAMMANFATTNING

I det 15 år gamla oljeberggrummet i Värtan kunde ett bitvis omfattande blocknedfall observeras. Nedfallet förklaras med den sparsamma förstärkningen vid utförandet, temperaturinducerade spänningsförändringar och möjligen nedsatt friktion i oljefyllda sprickor.

Förekomsten av lösa skivformade bergblock som var svåra att urskilja på grund av den oljefilm som täckte bergytan gjorde det nödvändigt att säkra taket innan själva saneringsarbetena påbörjades. Bergrumstaket säkrades inledningsvis med systematisk bultning med korrosionsskyddade Swellex som senare även skulle ingå i den permanenta förstärkningen.

Säkerhetskraven i det framtida kollagret var den dimensionerande parametern för utformningen av förstärkningen i bergrummet. Storstabiliteten i bergrummet säkerställdes med selektiv bultning med kamstål. Avslutningsvis sprutades taket med fiberarmerad betong.

Det var inte möjligt att med konventionell sanering med sand och vatten åstadkomma tillräcklig vidhäftning för att fästa sprutbetongen vid taket. Därför försågs Swellex-bultarna med brickor som fungerade som upplag för sprutbetongen. Saneringen var dock nödvändig för att rengöra bergytan så att en slutlig bedömning av erforderliga förstärkningsmängder kunde göras.

För att verifiera de tekniska lösningar som utnyttjas har provningar genomförts i samband med konverteringsarbetena. Provningsarna har bland annat innefattat vidhäftning, korrosionsskydd och Swellex-bultarna bärförmåga för sprutbetong.

SUMMARY

A new coal power plant is under construction in central Stockholm. The coal will be stored in a old oil cavern constructed 15 years ago in good rock, mainly gneiss.

The conversion of the oil cavern to coal storage facility has involved some new technical matters and it has been necessary to develop a partial new technical solution.

During its 15 years of operation the cavern has been used to store crude of a temperature up to 60°C. When excavated the cavern was sparsely supported with rockbolts and shotcrete. This degree of reinforcement was sufficient for its function as an oil storage facility. The demands on safety in a coal cavern with people and machines constantly working there are much higher than in a oil cavern. To reach that degree of safety it was clear that the roof would have to be covered with shotcrete.

On first entering the cavern after it had been emptied of oil a quite extensive rock fall was observed in the roof. This was explained by a combination of the sparse support during the construction, additional temperature induced stresses and a reduction of the friction in the oil filled joints.

A cleaning test was performed at an early stage to estimate what adhesion between rock and shotcrete could be expected from different techniques of scrubbing the sticky rock surface. The tests showed that it was not possible to achieve desirable adhesion by practical methods.

The support system had to be designed to give both instant temporary support for safe working conditions and also some kind of abutment for the shotcrete.

To give instant temporary support Swellex bolts were used. The bolts were coated for protection against corrosion and provided with plates. The long term stability of the cavern was secured by grouted rockbolts selectively installed.

When the bolting was performed the rock surface was cleaned by means of sand-water blasting. This was necessary to enable a final judgement on the sufficiency of the reinforcement.

After supplementary bolting, shotcrete reinforced with steelfibers was finally applied in the roof. The plates on the Swellex bolts were designed to carry the shotcrete and compensated for the lack of adhesion.

To verify the technical solutions, it was necessary to perform tests during the conversion. In particular the achieved adhesion between rock and shotcrete, the bearing capacity of the plates on the Swellex bolts and the protection against corrosion were documented.

BOLTOMETERTEST AV OLIKA INGJUTNINGSMETODER

Boltometer tests of grouting methods

Tekn lic Bengt Ludvig, Petro bloc AB, Göteborg

1 INLEDNING

För att stabilisera instabila block i vägskärningar används ingjutna bergbultar. Bultarnas längd och dimension anpassas till bergmassans uppbyggnad. Bultarnas förstärkningseffekt är starkt beroende av ingjutningen i hålet, som lätt kan misslyckas av tekniska orsaker och mänskligt felande.

Fram till 1977 fanns endast förstörande metoder för bestämning av bergbultars ingjutning. Vanligen provades bultarna genom utdragsförsök, då bulten belastades till brott eller till den föreskrivna lastupptagningen. Det faktum att endast cirka 250 mm av bultens yttersta del belastas vid dragprov innebär att ingen information fås om bultens ingjutning längre in i hålet.

Det fanns ett klart behov av en icke förstörande testmetod för bergbultar. Forskning kring detta problem, som påbörjades 1977, resulterade i instrumentet Boltomern. Instrumentet har beskrivits av bland andra Turner 1979, 1983 och 1987 samt av Bergman 1982 och 1983. Instrumentet mäter reflektionen av seismiska vågor som genereras i bultarna, se Kap 3.

Syftet med detta projekt är att undersöka tillförlitligheten hos Boltomern vid testning av ingjutna bultar. Detta har gjort genom att jämföra mätresultat från Boltomern med ingjutningskvaliten hos överborrade bultar. Testerna har utförts på bultar satta med olika ingjutnings-metoder.

Sex nya och fyra gamla bultar, som monterats i en vägskärning norr om Henån längs Riksväg 160, har testats med Boltomern och överborrats.

Arbetet med projektet har planerats och utförts av, Statens Vägverk, Vägförvaltningen i Göteborgs och Bohus län och Västra byggnadsdistriktet tillsammans med Petro Bloc AB. Överborrningarna utfördes av Tung Geoteknisk Borrning AB.

2 MÄTMETODER

De använda mätmetoderna syftar till att korrelera mätta ingjutningskvaliteter och bestämningar av kvaliteten som gjorts vid analys av överborrade bultar. Inverkan utav olika ingjutningsmetoder och bergets egenskaper på ingjutningskvaliten har också mätts.

2.1 Mätning med Boltomern

Vägverkets Boltometer, som är av Modell 011, har använts vid mätningarna på referensbultarna och de gamla bultarna i vägskärningen vid Söbben, norr om Henån. Mätningarna har utförts av Leif Johansson.

Innan mätningarna kapades bultarna vinkelrätt och ändytan smördes in. Minst tre registreringar gjordes på varje bult. Den mätning som visade bäst kvalitet på ingjutningen sparades genom uppritning av de reflekterade tryck- och böjvågorna på Boltometerns inbyggda printer.

Principen bakom Boltometern är utsändande av elastiska vågor och registrering av de reflekterade vågorna. Under vägen in och ut genom bulten påverkas vågorna av själva bulten, men även av ingjutningen och till en viss del av det omgivande berget. Genom att mäta tidskillnaden mellan tidpunkten för vågens alstring och tidpunkten för mottagande av vågen kan bultens längd beräknas om utbredningshastigheten är känd.

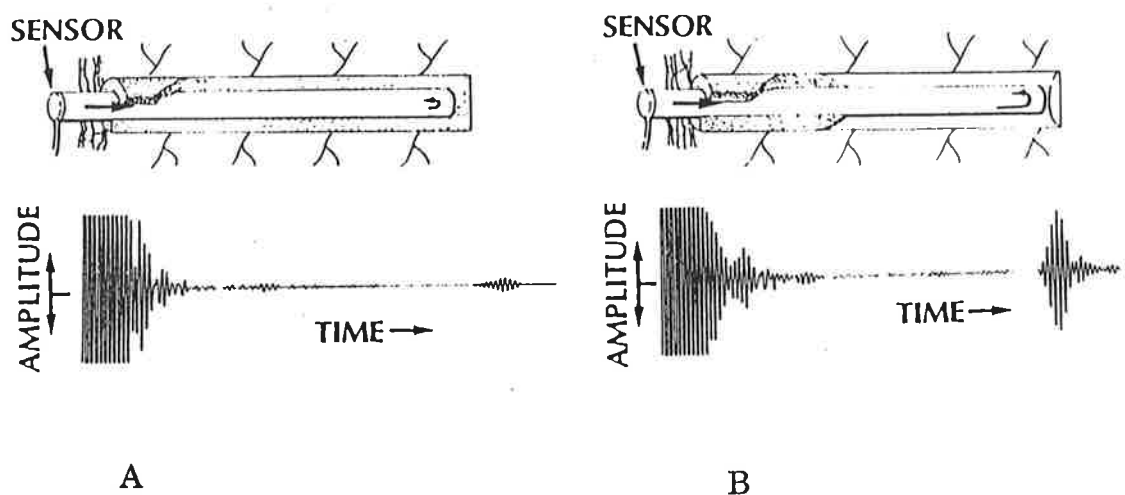


Fig 1 Figuren visar de reflekterade vågorna vid mätning på bultar med olika ingjutningskvalité. A Bult med bra ingjutning i botten B Bult med dålig ingjutning i botten. Efter Turner, 1979.

Vid mätning med Boltometern fås en utskrift av signalförloppet. I utskriften på matris skrivaren, som sitter inbyggd i Boltometern, finns tre linjer inlagda. Dessa linjer representerar fyra olika kvalitetsklasser, A - D, på ingjutningen.

Nivåerna på linjerna bestäms genom mätning på referensbultar med kända egenskaper. Referenslinjernas nivåer kan ändras genom programmering av Boltometern, om användaren finner att klassificeringen inte stämmer för hans tillämpning.

Mätningar med Boltometern på de gamla bultarna gjordes en gång. De nya bultarna I - III har mätts vid två tillfällen. Mätningarna har utförts två och sex dagar efter monteringen. Referensbultarna IV - VI har mätts en, fem och tolv dagar efter monteringen. Syftet med de upprepade mätningarna var att undersöka härdningstidens inverkan på de reflekterade vågorna.

2.2 Automatisk klassificering av ingjutningskvalitén

Vid leverans är Boltometern inställd för böjvågshastighet 3000 m/s och kompressionsvågshastighet 4520 m/s.

Vid mätning med Boltometern erhålls en automatisk bestämning av kvalitén hos bulten och dess ingjutning. Bultarna klassas i fyra klasser A - D, där klass A är bäst och klass D är sämst. Denna klassning bygger på mätningar på referensbultar som utgörs av 2 m långa kamjärnsbultar med 25 mm diameter. Bultarna är ingjutna med cement-bruk i 38 mm hål i relativt sprickfri granit, se AMF-Rapport 84-0847.

Klass A - Fullgod ingjutning

Om bultens ekon är lägre än linje A i böjvågsdiagrammet har bulten en fullgod ingjutning. Linje A sätts något över böjvågens brusnivå.

Kvalité B - Nedsatt ingjutningskvalité

Om böjvågsreflexerna är högre än linje A och lägre än linje B har bulten något nedsatt kvalité. Linje B fås genom att ställa in gränslinje A plus 50%.

Kvalité C - Otillräcklig ingjutningskvalité

Bulten har otillräcklig ingjutning om dess böjvågsreflex överstiger linje B.

Kvalite D - Mycket dålig ingjutning

Då bultens böjvågsreflex överstiger linje C och dess kompressionsvågsreflex överstiger linje D har bulten mycket dålig ingjutning. Linje D motsvarar en bult med mindre än 300 mm fullgod ingjutning.

Dessa automatiska klassningar är svåra att jämföra med resultaten från analysen av borrhärnorna efter överborrningen. För att underlätta denna jämförelse har bokstavsklasserna A - D ersatts med numeriska klasser Kb1 - Kb4. Detta innebär att resultaten från flera mätningar lätt kan utvärderas genom jämförelse av medelvärdena från den automatiska klassificeringen.

2.3 Överborrning av bergbultar

Överborrning av bergbultarna utfördes med en kärnborrmaskin av Model Diamec 251. Borrmaskinen var monterad på ett underrede med larvfötter. Inriktningen av borrhöret vid överborrningen av de nya bultarna gjordes med hjälp av bakåt riktar och syftning längs borring av en av de nya bultarna.

Vid överborrningen skapas en rörformad bergkärna, som har innerdiameter 46 mm och ytterdiameter 72 mm. Rörväggen är alltså endast 13 mm tjock. Betongen som omger bulten är cirka 10 mm tjock. De dimensioner som angetts ovan visar på svårigheten att klara en överborrning av en tre meter lång bult utan att borra in i varken betongen eller i bulten.

2.4 Analys av borrhärnor

Vid karteringen av borrhärnorna före och efter klyvning har bergarter, sprickor och bultarnas infästning registrerats. Karteringssystemet Petro core har använts vid hantering och utvärdering av borrhärnor. För att kunna jämföra resultaten från Boltometern med inmätningarna i borrhärnorna har dessa kvantifierats. Ingjutningskvalitén har indelats i fyra huvudgrupper som har viktats genom att de tilldelats ett numeriskt värde, Kk.

Tabell 1 Klassificering av ingjutningskvalitén hos bergbultar vid analys av bergbultar

Ingjutningskvalité	Kk-värde	Kommentarer
Bra	1	Inga defekter
Bra, små fel	2	Små defekter i betongen, tex blåsor, patronrester
Blåsor i betongen	3	Luftblåsor pga för lite betong
Delvis ingjuten	4	Bulten saknar ingjutnings betong helt eller delvis

Kk = Kvalitetsfaktor på ingjutningen längs en del av bulten, bestämd vid analysen av de överborrade bultarna.

Vid redovisningen av ingjutningskvalitén som registrerats vid analysen av borrhärnorna användes färgraster, se Bilaga 1. Den genomsnittliga kvalitén på ingjutningen I hos varje bult har beräknats.

Det automatiskt bestämda värdet på kvalitén vid mätningen med Boltometern, Kb, har jämförts med det beräknade värdet efter karteringen av de klyvna kärnorna, Kk.

3 TESTADE BERGBULTAR

De testade bergbultarna bestod av kamstål, Ks40, med 25 mm diameter. Bultarnas längd har varierat mellan 2.19 till 3.18 Sex referensbultar och fyra gamla bultar ingår i undersökningen.

Referensbultarna, I - III, monterades med Cembolt metoden och referensbultarna, IV - VI, monterades med Perfometoden i kärnborrade hål. Kärnborrhålen hade 40 mm diameter, utom hålet för bult I, som hade 36 mm diameter. Cemboltpatronerna var av typ SH, 31 mm diameter.

De gamla bultarna monterades 1985 för att stabilisera den 10 m höga bergskärningen norr om Henån på Riksväg 160. Bultarna gjöts in med Perfometoden i hammarbergborrade hål med 43 mm diameter. Hålen lutar cirka fem grader uppåt. Ett stort antal bultar har monterats med denna metod i den aktuella bergskärningen för att stabilisera berget. De gamla bultarna är satta under driftsmässiga förhållanden.

4 INGJUTNINGSMETODER

Cemboltmetoden innebär att ingjutningscementen är lagrad i 500 mm långa papperspatroner. Patronerna innehåller ett styvt plastnät som ger stadga åt patronen vid införandet i hålet. Montering av bergbultar med Cembolt metoden går till så att antalet erforderliga patronerna för att fylla hålet sätts i en vattenhink. Efter cirka 2 - 3 minuter, då luftbubblor slutat att komma upp till ytan, är papperet mättat och patronerna kan föras in i hålet. Därefter trycks och roteras bulten in i hålet. Den mängd vatten som papperet håller ger ett vatten/cement tal på cirka 0.3. Med de använda patronerna startade härdningen efter 10 minuter.

Perfometoden innebär att två perforerade rörhalvor, som är anpassade till bult och håldimensionen, fylls med bruk och najas samman med ståltråd. Perforöret förs in i borrhålet. Därefter trycks bulten in med hjälp av slägga eller tryckklufthammare. Vid rätt monterad perfobult skall en liten mängd bruk pressas ut ur hålet när bulten når hålbotten. Perfo bultning beskrivs i BeFo's handbok, Befo 1975.

5 RESULTAT

5.1 Mätningar med Boltometern

Mätningar med Boltometern utfördes två eller tre gånger på de nya bultarna och en gång på de gamla bultarna. Resultaten från mätningarna har sammanställts i Tabell 2. Förändringarna beräknas som ökning eller sänkning av medelvärdet från tre registreringar. Minustecken anger alltså en ökning av kvalitén.

Tabell 2 Förändring av klassificering med Boltometer vid ökad härdningstid

Bultnr	Bulttyp	Härdningstid (dagar, år)	Boltometer Ingjutningsvärde	Kb	Förändring/Kb
I	CB	2	D, C, C	3, 3	-0.6
I	CB	6	C, C, B	2, 7	
II	CB	2	C, D, D	3.6	-0.3
II	CB	6	C, D, C	3.3	
III	CB	2	D, C, D	3.6	0
III	CB	6	C, D, D	3.6	
IV	P	1	B, A, C	2.0	0
IV	P	5	B, B, B	2.0	
IV	P	12	B, B, B	2.0	
VI	P	1	C, C, C	3.0	-0.7
VI	P	5	C, C, C	3.0	
VI	P	12	A, C, C	2.3	
27	P	2 år	A, C, D	2.7	
29	P	2 "	C, C, C	3.0	
30	P	2 "	A, A, A,	1.0	

I figur 2 visas registreringen vid mätning på Bult nr I. Signalförloppet visar att bulten har en god ingjutning längs hela sin längd. Ändan på bulten, som är 2.2 m lång framträder tydligt i böjvågens signalförlopp.

Mellan ändan på bulten och botten av hålet var det dålig betong från de okrossade Cembolt patronerna. Orsaken till att inte bulten kunde tryckas in till botten av hålet var den alltför lilla differensen mellan bult och hål.

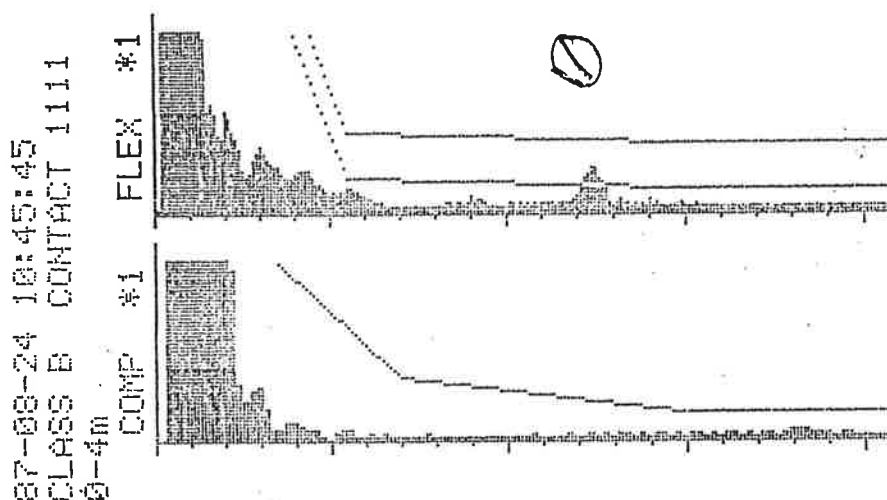


Fig 2 Signalförlopp från Bult I, vid mätning efter en dags härdning.

Sammanfattning av mätningarna med Boltometern

Ingjutningskvalitén

Anmärkningsvärt är den allmänt låga kvalitén på ingjutningen av bultarna. Bultar med $K_b > 3$ har en alltför låg kvalitet för att kunna utgöra en tillförlitlig bergförstärkning. Denna kvalitetsgräns innebär alltså att två av de nya bultarna och en av de gamla bultarna borde ersättas om det varit vanliga driftsförhållanden.

Inverkan av härdningstiden

Jämförelse av mätresultaten från upprepade mätningar med ökad härdningstid visar att ingjutningskvalitén inte ändrats eller ökat cirka en halv kvalitetsklass, se Tabell 2.

Bestämning av bultarnas längd

Endast en bults längd har kunnat fastställas säkert bland de totalt åtta testade och överborrade bultarna.

5.2 Analys av klyvna borrhärdningar

Ingjutningens kvalitet har registrerats i de klyvna borrhärdningarna från överborringen. I nedanstående tabell redovisas resultaten av kvalitetsbestämningen på bultarnas ingjutning genom analys av de klyvna borrhärdningarna. Medelvärde längs varje bult anges i Tabell 3.

Tabell 3 *Bultarnas ingjutningskvalité bestämd vid analys av klyvna borrhärlor*

Bultrnr	Bulttyp	Kk-värde, medel
I	CB	1.00
II	CB	1.48
III	CB	2.11
IV	P	2.57
VI	P	3.64
27	P	2.00
29	P	1.88
37	P	1.42

På ett par ställen observerades dålig vidhäftning mellan betongen och berget i de kärnborrade hålen. Detta har inte inkluderats i beräkningarna ovan, eftersom detta är ett speciellt fenomen i kärnborrade hål som inte uppträder i hammarbergborrade hål.

Undermålig vidhäftning mellan bult och betong har inte observerats längs någon av bultarna.

Karteringen visar att Bult I, som är 2.1 m lång, monterades med Cembolt patroner. Längst in i hålet redovisas betong i stället för gnejs. Detta beror på att borrhärlan här kom in i betongen som fyllde bulthålet.

Jämförelser mellan registreringar av ingjutningskvalitén med Boltometern och genom analyser av klyvna borrhärlor ges i Kapitel 5.

6 UTVÄRDERING AV MÄTNINGAR MED BOLTOMETERN

Resultaten från klassificering av ingjutningskvalitén har sammanställts i diagrammet i figur 3. På den vertikala axeln finns värdena från den automatiska klassificeringen med Boltometern, Kb-värdet. På den horisontella axeln finns värdena från den manuella analysen på klyvna borrhärdar, Kk-värdet.

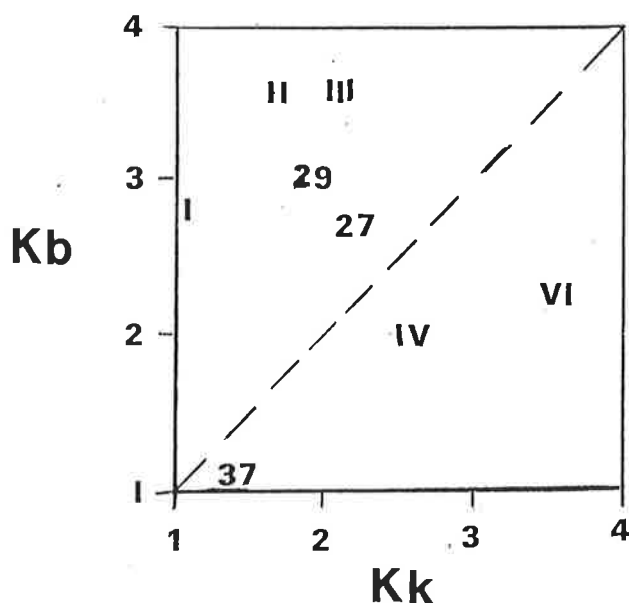


Fig 3 Sambandet mellan automatisk och manuell bestämning av ingjutningskvalitén hos testbultarna.
 Kb = Klassificering med Boltometern
 Kk = Manuell klassificering genom kärnanalys

Den streckade linjen anger överensstämmelse mellan automatisk och manuell klassificering. Under antagandet att den manuella bestämningen av kvalitén är riktig kan följande slutsatser dras.

Mätvärden som ligger över den streckade linjen visar att klassificering med Boltometern ger en underbestämning av ingjutningskvalitén.

Diagrammet visar att mätresultaten på perfobultar ligger både under och över den streckade linjen. Se bultarna IV, VI, 27, 29, 37. Mätvärdena fördelar sig ganska jämnt på bägge sidor om linjen. Avvikelsen är störst för bultarna med sämst ingjutningskvalité. Boltometern visar en kraftig underbestämning av ingjutningskvalitén hos de bultar som gjöts in med Cembolt patroner. Se mätvärdena för bultarna I, II och III. Undervärderingen är en halv till en kvalitetsklass.

Inverkan från ingjutningsmaterialet på signalförloppet torde avvika avsevärt vid mätning på cementingjutna bultar respektive mätning på Cembolt ingjutna bultar. Vid ingjutning med Cembolt patroner ligger rester av papper kvar kring bulten. Bulten är dock fullgott ingjuten trots detta. Den porösa betongen runt Cembolt ingjutna bultar ger troligen reflexer som orsakar underbestämningen av ingjutningskvalitén.

Den kraftiga avvikelserna mellan mätningar med Boltometern och analysen av kärnorna torde bero på kalibreringen av Boltometern. Boltometern är kalibrerad på cementingjutna bultar, där cementen pumpats in i hålet. Boltometerns automatiska klassificering stämmer bättre vid mätningarna på perfobultar vilka mer liknar de cementingjutna bulten.

Boltometern indikerade dålig ingjutning från bultarnas ytterända in till 0.4 m djup. För två av de nya bultarna stämmer detta resultat. Men för de andra tre är avvikelserna stora, både överskattning och underskattning av denna zon förekommer.

7 REKOMMENDATIONER

Efter utvärdering av ovan rapporterade undersökning av Boltometerns tillförlitlighet kan följande rekommendationer ges :

1. Upprätta standardkalibreringar för cementingjutna bultar och bultar ingjutna med patroner, till exempel Cembolt och plastingjutna bultar.
2. Bultens längd bör gå att mata in på Boltometern. Alla reflexer innanför bultens botten bör uteslutas ur den automatiska bestämningen av kvalitén.
3. Om bultens längd skall bestämmas ur signalförloppen måste ett poröst material appliceras innanför bultens botten. Den automatiska klassificeringen av kvalitén fungerar dock inte om detta görs.
4. Dysans diameter bör vara anpassad till bultens diameter.
5. Inverkan av förhållandet mellan bultens och hålets diameter bör undersökas för att se hur det påverkar reflexerna.
6. Utveckla Boltometern så att även kvalitén hos den ytterst delen av ingjutningen blir bestämd.
7. Bultens nummer bör gå att mata in på Boltometern. Numret bör sedan skrivas ut tillsammans med övrig information på utskriften av signalförloppet.

SAMMANFATTNING

Denna undersökning visar att Boltometern är ett bra instrument för icke förstörande kontroll av ingjutningskvalitén hos helingjutna bergbultar.

Mätningarna har utförts på tio stycken bergbultar som monterats i en sprängd bergskärning längs Riksväg 160 norr om Henån på Orust. Berget inom undersökningsområdet består av slirig glimmerrik gnejs.

Åtta av bultarna överborrades och klövs. Vid den manuella analysen av borrhärdarna klassificerades ingjutningskvalitén i fyra olika klasser, 1-4. Resultaten från denna analys jämfördes med den automatiska klassificeringen, som görs av Boltometern. Den använda Boltometern, som var av modell 011, var kalibrerad på cementingjutna bultar.

Jämförelsen mellan bestämning av ingjutningskvalitén med Boltometern och genom manuell analys av klyvna kärnor från överborrningen kan sammanfattas i följande punkter :

1. Bestämning av ingjutningskvalitén med Boltometer och genom kärnanalys ger god överensstämmelse för Perfobultar.
2. Boltometern undervärderar bultar som monterats med Cembolt patroner.
3. Ingjutningskvalitén har nedvärderats av Boltometern pga reflexer från heterogeniteter, som finns innanför bulten.
4. Varierande ingjutningskvalité ger tydliga reflexer. Det kräver dock stor erfarenhet att visuellt bestämma kvalitén inom de enskilda avsnitten ur signalförloppen.
6. Bestämning av sprickor i berget tvärs bulten är svårt. Sprickor framträder bäst då ingjutnings kvalitén är nedsatt längs bulten.
7. Inom den yttersta delen av bultens ingjutning, 0 - 0.4 m, kan inte kvalitén bestämmas med Boltometern.
8. Bultens längd kan normalt inte bestämmas med Boltometern.
9. Om bulten erhåller lägre kvalitétsklass än A, $K_b > 1$, bör signalförloppet utvärderas för att undvika eventuella fel i den automatiska bestämningen av kvalitén.

Denna undersökning har utförts av Petro Bloc AB på uppdrag av och i samarbete med Statens Vägverk och Vägförvaltningen i Göteborgs och Bohus Län.

SUMMARY

The result of this investigation has shown, that the instrument Boltometer, is a reliable tool for non destructive test of grouted rock bolts.

The quality of the grouting was determined on ten rock bolts installed in an excavated slope in gneissic rock. Eight of those bolts were overcored and split.

The split cores were examined regarding the quality of the grout and the properties of the surrounding rock. The core logging was done using the Petro core logging system.

The comparison between the determination of grouting quality using the Boltometer and by manual analysis of split cores from overcoring can be summarized in the following points:

1. The coincidence is good for bolts installed with the Perfo method.
2. The Boltometer underestimates bolts installed with the Cembolt method.
3. The grouting quality has be underestimated by the Boltometer due to reflexions from heterogenities beyond the bolt.

4. Varying grouting quality gives distinct reflexions of the signals. However, it is difficult and calls for great experience to visually evaluate the quality within the separate sections along the bolt.
5. It is difficult to determine the positions of crossing joints if the grouting quality is good. Joints are detectable if the quality of the grout is low.
6. Within the outermost part of the grouting of the bolt (0-0.4 m) the quality can not be determined by the Boltometer.
7. Under normal conditions is it not possible to determine the length of the bolts.
8. If the bolt, in the automatic determination, receives a quality class lower than A ($K_b > 1$), it is recommended to evaluate the signals in order to avoid underestimation of the bolt.

This investigation has been done by Petro bloc AB at the request of Statens Vägverk, The National Swedish Road Administration, and Vägförvaltningen i Göteborg och Bohus Län, The Road Administration in the Province of Gothenburg and Bohus.

REFERENSER

- AMF-Rapport 84-0847, 1987. Bergbultning - Referensbank, koncept till Slutrapport. Geodynamik AB, Stockholm, juni 1987.
- Bergman, Sten GA, 1982 : Provning av bergbultar, förberett inlägg och diskussion. BeFo Bergmekanikdagen, Stockholm 1982, ss 229-235.
- Bergman, Sten GA, Krauland, N and Martna, J, Paganus, T, 1983 : Non-destructive field test of cement-grouted bolts with the Boltometer. 5th Int Congr on Rock Mechanics ISRM, Melbourne, Australia, Vol A, pp 177-181.
- Ludvig, B. 1988 : Boltometertest. Utvärdering av Boltometer genom analys av överborrade bergbultar. Statens Vägverk / Petro Block AB, internrapport.
- Poitsalo, S, 1982 : Bultars beständighet i olika gruvmiljöer. BeFo Bergmekanikdagen, Stockholm 1982, ss 167-173.
- Turner, H, 1979 : Icke förstörande kontroll av bergbultar. BeFo Bergmekanikdagen, Stockholm 1979, ss 109-116.
- Turner, H, 1983 : Detection of invisible faults on rockbolts in-situ. Int Symposium on Rock Bolting, Abisko 1983, pp 477-480.
- Turner, H, 1987 : Boltometer - Instrument for Nondestructive Testing of Grouted Rock Bolts. Int Congr on Field measurements in Geomechanics, Kobe 1987.
- Windelhed, K, 1984 : Kontroll av bergbultar i Bolmentunneln med Boltometer. BeFo Bergmekanikdagen, Stockholm 1984, ss 115-120.

BULTARS BESTÄNDIGHET. UPPFÖLJNING AV BULTAR AV OLIKA TYP OCH ÅLDER, KVARNTORPS SANDSTENS GRUVA.

THE DURABILITY OF ROCKBOLTS. FOLLOW-UP OF ROCKBOLTS, BELONGING TO DIFFERENT TYPE AND AGE, AT THE SANDSTONE-MINE OF KVARNTORP, CENTRAL SWEDEN.

Professor Hans K Helfrich, Enebyberg

INLEDNING

Bergbultars beständighet och verkningsgrad har varit ämnet för ett flertal stora forskningsuppgifter i Norden (Bjurström, Björnfot - Stephansson, Ludvig, Poitsalo - Sundholm, Rustan, Stille, Thurner, Windelhed m.fl.)

Objektet har ånyo aktualiserats genom tillkomsten av Swellex-bulten (Atlas Copco) och frågeställningen: kan denna bulttyp användas som "permanent" bult. Hitills har den cementingjutna bulten betraktats som enda "permanent" bult, som genom cementingjutningen anses vara korrosionsskyddad och därmed permanent.

Centralgruvan N Kvarntorp tillämpar sedan 20 år systematisk takbultning med olika bultsystem, som övervakas med periodisk konvergensmätning. Således låg det nära tillhands att pröva en övergång till Swellex-bult (Hamrin 1988).

Fördelarna är:

- Snabbheten i installation och verkningsgraden.
- Miljövänligheten (ingen plasthantering).

Nackdelen är:

- Osäkerheten angående korrosionen och därmed den permanenta verkningsgraden.

Gruvan har ett mycket regelbundet brytningssystem med rum och pelare i horisontellt lagrad sandsten. Olika förstärkningssystem kan jämföras med varandra, samtidigt som Gruvan är lätt tillgänglig för observation, studier, kontroll och för eventuella kompletterande åtgärder.

Mot denna bakgrund har BeFo etablerat rubr. forskningsuppgift (BeFo 246) med Gruvan som försöksstation och med målsättningen att såsom pilotstudie kartlägga olika

bulttypers beständighet inom en likartad miljö och under likformiga belastningsförhållanden.

BULTTYPER

Takförstärkningen i Kvarntorpsgruvan utfördes med följande bulttyper:

- 1967 - 68 Cementingjuten kamjärn KS 40 Ø 20 mm, längd 2,2 m. Förstärkt takyta ~ 19.000 m²
Antal bult ~ 6.000.
- 69 NB-Standard bergbult med expanderhylsa, 3/4", längd 2,3 m, i kombination med ovan.
Förstärkt takyta ~ 11.000 m².
Antal bult ~ 3.300 (1100 NB)
- 72 Plastingjuten (2 celtite patroner), kamjärn KS 40 Ø 20 mm, längd 2.2 m.
Förstärkt takyta ~ 74.000 m²
Antal bult ~ 23.000
- 87 Plastingjuten (celtite patroner), kamjärn KS 40 Ø 20 mm, längd 1.8 m.
Förstärkt takyta ~ 330.000 m²
Antal bult ~ 100.000
- 1988 - Swellex-bult (korrosionsbehandlad), längd 1.8
Förstärkt takyta ~ 3.000 m²
Antal bult ~ 900.

UNDERSÖKNINGSMETODER

Projektprogrammet innehöll två undersökningsmetoder:

- Boltometermätning av 52 utvalda driftsbultar ur olika förstärkningssystem. Undersökningen utfördes av Geodynamik AB.
- Friborrning av 6 bultar (Boliden AB) resp. 10 bultar (Kärnbörnings AB).
- Sågning och klyvning av adekvat kärnmaterial från 4 bultar (Kvarntorp).

RESULTAT

Boltometermätning

Boltometermätningen utfördes av Geodynamik AB enligt standardutförande (H Thurner), dock med reservationen att mätsensorn ej var anpassade till bultar med 20 mm diameter.

För tolkningen av resultatet tillämpades följande indelning i ekoklasser (ingjutningskvalitet):

- Klass A Optimal ingjutning
 B Reducerad ingjutning
 C Otillräcklig ingjutning
 D Mycket dålig ingjutning

Av 16 cementingjutna bultar visar endast 3 bultar (ca 20 %) optimal ingjutningskvalité, 8 bultar (ca 50 %) något reducerad eller optimal ingjutningskvalité. Resterande 8 bultar visar reducerad till otillfredsställande ingjutningskvalité.

Motsvarande resultat för plastingjutna bultar är: Av 24 bultar visar 9 bultar (ca 40 %) optimal ingjutning, 18 bultar (75 %) något reducerad eller optimal ingjutningskvalitet. Resterande 6 bultar (25 %) visar reducerad eller otillfredsställande ingjutningskvalitet.

Ytterligare 12 bultar testades som enligt Gruvans bultredovisning markerades som cement- resp. plastingjutna. Tio av dessa bultar gav ett boltometerresultat som indikerade reducerad eller otillfredsställande, även mycket dålig ingjutningskvalitet.

Tre av dessa bultar ingick i programmet för friborrningen. Därvid konstaterades att dessa var expanderbultar. Man har all anledning att misstänka att även de resterande 7 bultarna i verkligheten är expanderbultar.

FRIBORRNING

Programmet för friborrningen genomfördes i två etapper:

- Etapp 1 som avbröts efter 6 friborrade bultar. Samtliga kapades för tidigt, 2 av dessa visade sig vara expanderbultar. Kärndiameter: 85 mm.
- Etapp 2 omfattade 10 bultar, varav 1 expanderbult. Kärndiameter: 130 mm.

Resultatet av friborrningen, sågningen och klyvningen presenteras i tabell 1-3, samt figurerna 1-4. Tabell 1 innehåller bultarna från friborrningsetapp 1. Endast de båda bultarna 206/1 och 206/2 kan bedömas. Båda visade sig vara expanderbultar, som förklarar klassningen enligt boltometerresultat. Övriga bultar kapades för tidigt.

Tabell 2 redovisar friborrningsetapp 2 med observationer av ingjutningens längd och karaktär i relation till boltometerklassningen.

Tabell 3 redovisar motsvarande observationer angående korrosionen.

SLUTSATSER

Boltometer

- Friborrningen styrkte delar av boltometerresultatet och visade samtidigt vissa begränsningar hos metoden.
- Boltometern registrerar med stor säkerhet otillfredsställande ingjutning hos bultar.
- Bultar som kan klassas såsom optimalt ingjuten visar däremot dels mycket varierande ingjutningslängder och lägen av dessa: Cementingjutna bultar visar en godtagbar ingjutning huvudsakligen från takkanten och uppåt i hålet (fig. 1), men saknar eller visar en dålig ingjutning i den innerste delen av hålet (bultarna lossnade i ett tidigt skede vid friborrningen). Plast-ingjutna bultar visar motsatsen - ingjutningen börjar vid bulthålens inre ända och slutar distinkt mot hålets början (fig. 2-4).
- Indikerad optimal kvalitet tycks således inte vara någon garanti att bulten har önskad verkningsgrad.

Friborrningen

Friborrade kärnor och bultar tillåter en analys av ingjutningens och bultmaterialets tillstånd och kvalitet, som leder till en uppfattning om bultarnas verkningsgrad.

Friborrningen bör planeras med hjälp av resultatet från boltometermätningar (ingjutna bultar).

Utöver vad som har anförts i sammanfattningen för boltometermätningen kan tilläggas följande:

- I föreliggande undersökning tycks ingjutna bultar (cement / plast) visa kraftigare korrosionsfenomen än oingjutna bultar.
- Plastingjutningen visar med ökande ålder en tilltagande rostfärgning (fig. 2-4) som förefaller att starta från bultarnas inre.
- En färskt kapad bult (stross 476/bult 2 < 5 år) visade i tvärsnitt många små rostfyllda kanaler samt en rostsöm mellan bult och omgivande plast. Rostutvecklingen fortplantar sig genom tunna sprickor i plasten eller porer (?).
- Ytligt sett förefaller bulten i stross 226 / bult 1 ej korrosionsskadad, samtidigt som rostfärgningen är kraftigast i plastingjutningen (16 år).

BERGTEKNISKA KONSEKVENSER

Undersökningen indikerar följande intressanta inslag:

- Ingjutningen tycks ej vara ett fullgått korrosions-skydd. Eller tvärtom: oingjutna bultar (även expander-bultarna) visar mindre korrosion.
- En bristande ingjutning nedsätter bultens önskade eller tilltänkta verkningsgrad.
- I det speciella fallet indikerar mängden otillräckligt ingjutna bultar upp till 50 % med reducerad verkningsgrad att denna brist ej har nedsatt takets stabilitet som kontrolleras genom periodisk konvergensmätning.
- Anledningen kan vara att taksiktens bärförmåga har underskattats eller att bultsystemets verkningsbehov avtar med tiden.

Bultsystemets stabiliserande effekt kanske borde uppdelas i två olika verkningsgrader:

- Omedelbar verkningsgrad som bromsar takets deformation och måste vara större än den deformationen.
- Permanenta verkningsgraden som efter initialdeformationen och därmed sammanhängande ändring av bergets bärförmåga inte längre behöver vara av samma storleksordning som den förre. Möjligtvis, erfordras bara en bråkdel av den omedelbara verkningsgraden (ursprungligt kalkulerad).

Om denna tanke kan bevisas utgör en reducerad bultkvalité således ej nödvändigtvis en säkerhetsrisk (gäller enbart systembultning och ej låsstensbultning) och man behöver ej heller fästa så stor vikt på korrosionsbeständigheten.

I en till synes "vänlig" korrosionsmiljö torde en korrosionsbehandlad swellex-bult vara en fullgod förstärkningsåtgärd.

FORTSATT FORSKNINGSPROGRAM

Som framgår av denna redovisning baseras de indikerade slutsatserna på ett mycket litet antal bultar. Tanken att det kan finnas en verklighet som står i (vissa fall?) motsats till gängse uppfattningar och redovisade forskningsresultat (bl. a. Poitsalo - Sundholm) som ofta baseras på speciellt utvalda (särskild installerade) bultar, borde uppfattas som incitament för fortsatt forskning.

Det torde vara av stort värde att kunna fortsätta med studiet av äldre bultar (cement och plastingjuten). Framförallt bör man rikta uppmärksamheten på vikten av ingjutningstekniken om optimal verkningsgrad skall bibehållas under stabilitetsobjektets livstid.

Korrosionsfrågan bör ej isoleras utan ses i samband med en tidsavhängig verkningsgrad.

Bergmekaniska stabilitetsanalyser med beaktandet av tidsavhängiga verknings effekter bör involveras i den fortsatta verksamheten. Även i ett sådant sammanhang utgör Kvarntorps-gruvan ett utmärkt studieobjekt för en samlad insats. Gruvan har en sådan grad av uppföljning och tillgänglighet att eventuella kompletteringar/ändringar i ett testat förstärkningssystem alltid kan göras om en förändring av stabilitetssituationen skulle inträffa.

SAMMANFATTNING

Centralgruvan N. Kvarntorp tillämpar sedan 1968 olika bultsystem som systematisk och konstruktiv takförstärkning. Takstabiliteten övervakas sedan 1972 med periodiska konvergensmätningar.

1987 startade BeFo rubricerad forskningsuppgift (BeFo 246) med målsättningen att undersöka tillstånd och verkningsgrad hos följande bultar:

- Cementingjutna (20 år)
- Plastingjutna (5-16 år)
- Swellex, kortversion (7 år)

Följande undersökningsmetoder tillämpades:

- Boltometermätning (52 bultar)
- Friborrning (16 bultar)
- Sågning, klyvning (4 bultar)

Resultat

- Friborrningen styrkte delar av boltometerresultatet och visa begränsningar i tolkningen.
- Reducerad eller otillräcklig ingjutning registreras med stor säkerhet, vilket inte är fallet när optimal ingjutning indikeras. Vid sådana tillfällen kan ingjutningen variera vilket inverkar på verkningsgraden. Optimal ingjutning är ej lika med optimal verkningsgrad.

- Ca 50 % av de cementingjutna bultarna har reducerad eller otillräcklig ingjutning.
- Cementingjutna bultar visar en ingjutning nära takkanten, plastingjutna en ingjutning som börjar i hålbotten.
- Kraftig punktkorrosion observerades i cementingjuten bult.
- Friliggande bultar visar lägre korrosionsgrad (allmän ytlig korrosion).
- Plasten visar med åldern tilltagande rostbildning.
- Takyltor, förstärkta med cementingjutna bultar (20 år) visar trots nedsatt bultverkan ingen taksänkning.

SUMMARY

Since 1968, different systems of rockbolting have been installed at the Centralgruvan N. Kvarntorp, Central Sweden, in order to provide permanent roof stability. (Excavation method: Rum and pillar in horizontally stratified Sandstone of Cambrian age).

The roof stability has been monitored and controlled by the use of periodical convergence measurements (since 1972).

1987, BeFo has established a research project with the aim to investigate conditions and degree of efficiency valid for the following systems of rockbolting:

- Cementgrouted rockbolts (20 years old)
- Resingrouted rockbolts (5 - 16 years old)
- Swellex, short version (7 years old)

using

- Boltometer measurements (52 bolts)
- Overcoring technique (16 bolts)
- Sawing and splitting of rock cores (4 bolts)

Result

The executed overcoring technique has in parts confirmed the result of the boltometer measurements.

Reduced or insufficient quality of grouting has been indicated with good confidence, which is not the case when "optimal" grouting has been indicated. Within such cases both the length and the location of the grouted sections can vary, influencing the degree of efficiency: optimal grouting is not equal to optimal degree of efficiency.

Approx. 50 % of the cementgrouted bolts show reduced or insufficient grouting.

Cementgrouted bolts have grouted sections connected to the roof surface, resingrouted sections start at the bottom of the bolt hole.

Deep-corrosion has been observed in cementgrouted bolt.

UngROUTED bolts show a lower degree of corrosion (surface-corrosion mainly).

Resin grout material show rustphenomena, increasing in intensity with age.

Roof sections, supported with cementgrouted bolts (20 years) do not show any convergency despite a reduced degree of efficiency of rockbolts with reduced or insufficient grouting.

Two explanations are to be considered:

- An underestimated capacity of the roof layers or
- An existence of a time-dependent relationship between the bearing capacity of the roof and the necessary degree of efficiency of the rockbolts: initially a high degree of efficiency is to be required in order to reduce the velocity of deformation, which in its turn increases the strength behaviour of the rock mass.

Such an increase should reduce the need for an originally calculated degree of efficiency at a later stage.

With other words: It has been indicated, that a lower quality of rockbolts could be accepted with time (valid only in case of systematic bolting for permanent use).

REFERENSER

Hamrin, H., Kvarntorp - effektiv gruva i 20 år. Bergsmannen No 5 -88.

Helfrich, H K., Bultars beständighet (rapport 36-1987/4, 37-1988/1.

Lundberg, K. & Thurner, H., Rapport från boltometermätningar i Centralgruvan i Kvarntorp den 19-21 Jan. 1988 (ej publicerad).

Poitsalo, S., Bultars beständighet i olika gruvmiljöer. Bergmekanikdag 1982, Stockholm 1982.

Sundholm, S., The quality control of rock bolts. 6. Int. Congr. on Rock Mechanics Montreal, Rotterdam 1987

Thurner, H., Boltometer - Instrument for Non - destructive testning of grouted Rock bolts.

TABELL 1: ETAPP 1

Stross nr	Bult nr	Ingjutning		Beskrivning	Bolto- meter- klass
		Typ	Längd		
111	10	Cement	?	Bult borrades av vid 45 cm	A
206	1	-		Expander	C
206	4	-		Expander	D
459	2	Plast:3 patroner	?	Bult borrades av vid 105 cm, ingjutningen började vid 75 cm	C
459	3	-"-	?	Hålet endast påbörjat	A
459	4	-"-	?	Bult av vid 70 cm, ingjutningen började vid 40 cm	A

TABELL 2: ETAPP 2: Ingjutningens karaktär

Stross nr	Bult nr	År	Ingjutning Typ Längd cm	Beskrivning	Bolto- meter- klass
111	1	20	Cement ~ 75	44 cm av denna längd innanför en cementfylld spricka, lossnade vid ca 90 cm borrning. Mellan 90 och 220 endast cementspår. Utborrad kärnlängd: 220 cm.	C
111	2	20	Cement ~ 100	Ingjutning i början på hålet, assymetrisk utveckling. Bulten lossnade vid ca 130 cm borrning. Mellan 140 och 220 rester av cement. Utborrad kärnlängd: 180 cm.	A
111	6	20	Cement 0?	Bulten satt helt löst. Spår av cement finns längs hela bulten. Utborrad kärnlängd: 110 cm.	C
226	1	16	Plast:2 patroner 70	Från hålets botten. Delvis plastisk, förefaller dåligt blandad. Utborrad kärnlängd: 240 cm.	A
226	4	16	- -	Expanderbult	D
263	4	14	Plast:3 patroner 170	Helt kärnmaterial erhöles endast från ändarna. Enl. borrararna satt bulten hela tiden fast.	A
459	1	8	Plast:3 patroner 135	Utborrad kärnlängd 200 cm. Väl ingjuten	A
476	2	<5	Plast:3 patroner 90	Utborrad kärnlängd 180 cm	C

TABELL 3: Korrosionsobservationer

Stross nr	Bult nr	År	Ingjutning typ	Beskrivning	Bolto- meter- klass
111	1	20	Cement	Kraftig korrosion med tydliga tecken på punktkorrosion inom den ingjutna sektionen. Utanför huvudsakligen ytlig allmän korrosion.	C
111	2	20	Cement	Vid 30 cm röd rost, i övrigt svag allmän ytkorrosion	A
111	6	20	-	Huvudsakligen allmän ytlig korrosion	C
226	1	16	Plast	Plasten visar kraftig rostfärgning, bulten verkar ej påverkad av korrosion.	A
226	4	16	-	Allmän ytlig korrosion	D
263	4	14	Plast	Bulten kraftigt rostfärgad	A
459	1	8	Plast	Lokalt rostfärgad plast, vid ett tillfälle i helt ostörd kärna utan sprickanvisning (mellan 100 och 115 cm).	A
476	2	< 5	Plast	Plasten visar lokalt rostsprickor, även längs små sprickor. Mellan bult och plast en tun rostfilm. Den färskas kapningsytan hos bulten visar talrika rostkanaler i stålet.	C
600 1 och 2		7	-	30 cm långa swellexbultar, monterade på ca 170 långa rör visar kraftig punktkorrosion, huvudsakligen koncentrerade till höjdryggarna som omger den ännu kvarstående utvecklingsrännan. Rören satt lösa i hålet utan bricka vid en yttre ändan.	ej testade

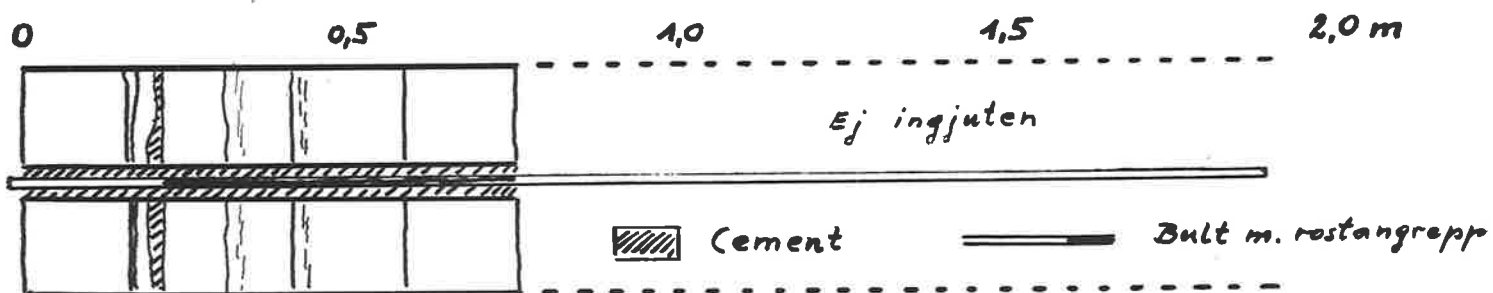


Fig. 1: Cementingjuten bult, 20 år, boltometerklass C (bult 111/1)

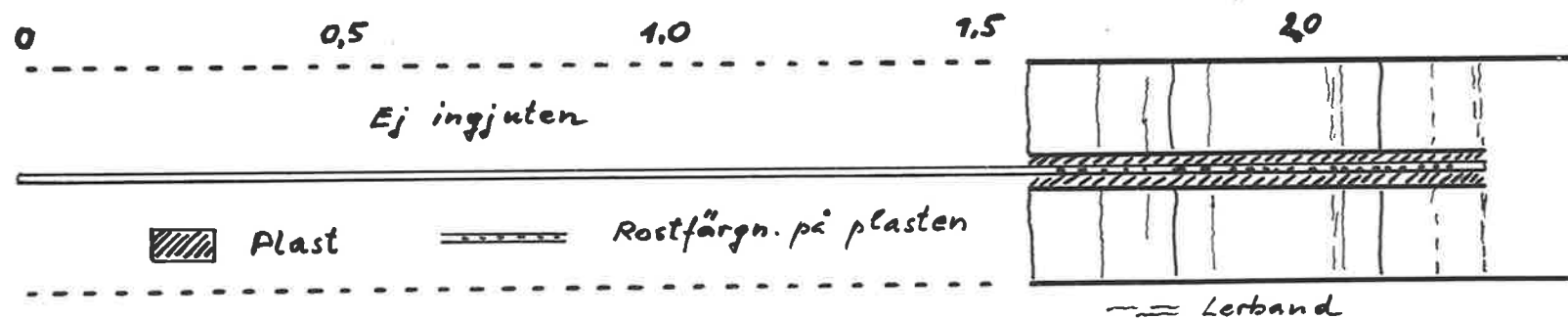


Fig. 2: Plastingjuten bult, 16 år, boltometerklass A (bult 226/1)

BULTARS BESTÄNDIGHET

Fig. 1 och 2

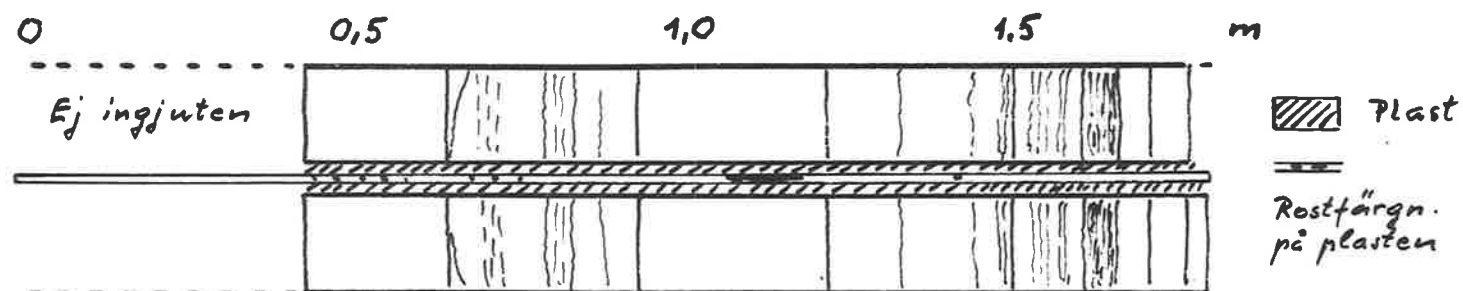


Fig. 3: Plastingjuten bult, 8 år, boltometerklass A (bult 459/1)

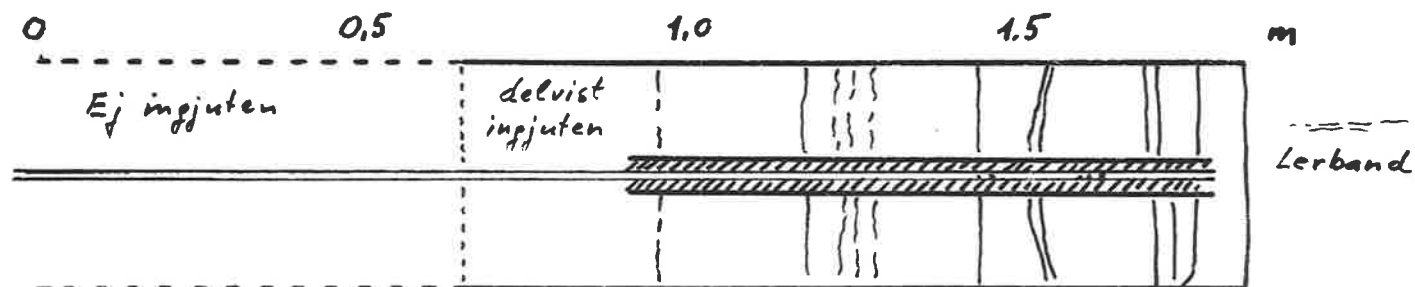


Fig. 4: Plastingjuten bult, 5 år, boltometerklass C (bult 476/2)

BULTARS BESTÄNDIGHET

Fig. 3 och 4

DISKUSSION

Jonas Holmgren: Jag har en fråga till Pär Olsson om dimensioneringen av den här bult-sprutbetongkonstruktionen. Utan att ha räknat på den så kan jag inte säga någonting säkert. Jag tycker dock att det verkar som att, med de dimensioner man har valt, alltså bultavstånd och fiberbetong-tjocklek, man mycket väl skulle kunna erhålla en annan brotttyp än den som man har provat. Har möjligheten av böjbrott beaktats?

Pär Olsson: Vad jag förstår har vi tagit hänsyn till detta. Provdrafningsresultatet verifierar ju också beräkningarna väldigt bra. Jag tror att beräkningarna hamnade någonstans på 5,5 ton ungefär och vi drog dem till 5 ton, så det känns väldigt tillfredställande.

Jonas Holmgren: Du menar alltså att det inte kan uppstå böjbrott i fiberbetongsiktet för en belastning som motsvarar 5 ton per bult?

Pär Olsson: Ja.

Jonas Holmgren: Jag har en annan fråga beträffande fiberbetongen. Det är ett problem för sprutbetongentreprenörerna hur man skall ställa krav på fiberbetong. Förmodligen är det ett problem för konsulterna i än högre grad. Hur har man formulerat kraven på fiberbetongen i de här arbetena?

Pär Olsson: Kraven kanske Stille kan fylla i men jag kan ju säga att detta är ett tillfälle att lära sig en hel del om den här tekniken vi använt och parallellt med de här provningarna görs också en fullständig provning av sprutbetongen med fiberinnehåll, fibrernas orientering, täthet osv.

Håkan Stille: Det har alltså inte ställts några speciella krav utöver de normala om ett visst cementinnehåll, en viss fibermängd och liknande och viss typ av fibrer.

Pär Olsson: Det är väl 60 kg som har använts.

Håkan Stille: Sprutbetongen skall i huvudsak bära sig själv och eventuell last från små block och stenar utan att ramla ned. Storstabiliteten bedöms även utan sprutbetongen som betryggande men höjs ytterligare något genom att taket är betongsprutat.

S G A Bergman: En fråga till Pär Olsson. Övervägde ni att göra mätningar i sprutbetongen?

Pär Olsson: Alternativet med mätning diskuterades men avsikten var ju också att få en temporär förstärkning som omedelbart tog last och därför utnyttjades Swellexbultarna för att hänga upp sprutbetongen. Jag antar att det är det du menar, att du vill hänga upp sprutbetongen i ett nät istället. Är det så jag skall tolka frågan? Det var ju för att vi kunde utnyttja Swellexbultarna både som temporär förstärkning - som var i högsta grad nödvändig för att man skulle kunna gå under taket innan det var sanerat - och som upphängning av sprutbetongen som lösningen valdes. Då slog man två flugor i en smäll.

S G A Bergman: När jag såg Hans Helfrichs fotografier av de uttagna bultarna, så fick jag intrycket att korrosionen inte varit särskilt stor. Har man gjort några mätningar eller uppskattningar av hur korrosionen

påverkat bultarnas bärformåga? Kan man uttala sig om huruvida korrosionsprocesserna varit i full gång vid uttagningen eller om någon form av kemiskt jämviktsläge uppstått?

Hans Helfrich: Korrosionsfrågan skall man utreda framöver. Graden av korrosionen är ju inte viktig i denna frågeställning. Viktigt är bara att det finns oingjutna bultar som ser bättre ut än de cementingjutna bultarna. I och med detta finns inte nödvändigheten att en permanent bult måste ha en cementingjutning.

Axel Makurat: Jag har bara en liten kommentar till föredraget av Olsson. Han nämnde en lubricationseffekt, alltså en smörjeffekt av olja som en av orsakerna till att få blocknedfall inne i kavernen. Vi har genomfört ett ganska stort laboratorieprogram, bl a box-försök på naturliga sprickor i oljereservoarer i Nordsjön. En del av dessa försök har blivit genomförda med uppvärmd reservoarolja och vi fann att det rörde sig om en obetydlig influens av olja på friktionsegenskaperna av dessa sprickor.

Lars Lundström: Jag tyckte att föredraget med konvertering av oljeberg-rum till kolförvaring var intressant. När vi för 15 år sedan tittade på en del sådana här problem med uppvärmd olja i bergrum så märkte vi att om berget är för bra, så håller inte berget för snabba värmeväxlingar, höga värmegradienter. Det blir spjälkningseffekter p g a de spänningar som uppstår. Jag undrar, såg man någonting liknande i det här berget? Det var ju så bra kvalitet på berget. Det var just där vi hade den bästa bergkvaliteten i oljerummen som vi fann de största problemen.

Pär Olsson: Jag kan ju säga att i de partier av bergrummet som den största andelen nedfall kunde observeras rör det sig om kanske 10% av taket som hade kommit ned. Vi tolkar det nog så att de här nedfallen kom i samband med befintliga sprickor, små slag i berget. Det har förekommit en kombination av en spricka och en termoinducerad rörelse där nedfallet har kommit.

Håkan Stille: Som komplement till det Per sa kan man ju tillägga att i samband med att bergrummet byggdes, så dokumenterades det väl hur berget var. Största nedfallet kom där det sämsta berget fanns.

Bo Malmberg: En fråga till Hans Helfrich. Det här med korrosion på stål är i högsta grad beroende av vilken miljöbelastning som det här stålet utsätts för. Jag tänker på de här fallen där man sett korrosion. Har man då en uppfattning om förekomst av bergvatten, salter eller andra aggressiva ämnen i bergvatten som gör att det i ena fallet är korroderat och i det andra fallet inte har klarat sig så här oingjutet?

Hans Helfrich: Vi måste utgå ifrån att det föreligger homogena förhållanden i denna gruva vad vatten och övriga förhållanden beträffar. Det finns således inga variationer i bergmaterialet eller i vattnet.

Tomas Franzén: Det är alltså en relativt gynnsam miljö med häsyn till korrosion i den här gruvan. Vi vet dock att det har gjorts undersökningar i Finland i aggressiv miljö i gruvor och jag skulle gärna vilja ha en kommentar till vad som nu pågår där på det här området.

Seija Sundholm: At the moment we are not doing anything as we do not have enough money. But maybe, we shall be able to start already this year.

Tomas Franzén: So - I shall look forward to a possible cooperation in the future.

Seija Sundholm: So do I, thank you.

Ulf Lindblom: När man ser de här bilderna från Värtan-bergrummet på de oljebelagda sprickorna, så gör man reflektionen att detta påminner mycket om en rätt känd reservoarbergartegenskap, nämligen att olja och kolväten kommer att av kapillärskäl och andra skäl - rätt komplicerade förhållanden - att tränga in djupt i spricksystemen och då är min fråga. Hur kommer det sig att man behandlar detta problem som ett ytproblem och inte betraktar de stabilitetseffekter det kan ha djupt inne i bergmassan? Jag menar, att oljan förmodligen finns ganska djupt inne i berget.

Pär Olsson: Som svar på din fråga kan jag ställa en fråga till. Hur ska vi betrakta det intilliggande oljefyllda bergrummet? Måste det på något sätt skäras av från det bergrum vi arbetar i idag? Vi har inte bedömt det som något problem utan tycker att man borde fått större problem med storstabiliteten i andra befintliga bergrum som varit i drift under en längre tid.

Ulf Lindblom: Säkerhetsfilosofin är ju helt annorlunda i det bergrum där du skall tillträda än i det andra.

Pär Olsson: Vi har alltså inte sett problemet på det sätt som du säger. Vi har inte resonerat i de banorna.

S G A Bergman: Kommer Helfrichs intressanta undersökningar på bergbultars beständighet att fortsättas? Kommer de att utvidgas till andra bergarter än sandsten, t ex gnejs och granit?

Hans Helfrich: Förhoppningen med pilotstudien har varit att forskningen skall fortsätta. För närvarande är pengarna slut. Men jag undrar om man bara kan sova vidare utan att fortsätta i den stil som Sten antyder. Men framför allt tycker jag att frågan om bultars verkningsgrad kanske är det mest intressanta inslaget i resultatet. Jag menar, om korrosionen inte är av så stor betydelse, för det första är den inte så stark, för det andra är det inte så farligt som det verkar. Men behöver vi bulta så förskräckligt mycket? Där sitter den mest intressanta frågeställningen. Om vi kan konstatera att vi från början behöver ha en hög verkningsgrad och så småningom kan tillåta en betydligt lägre verkningsgrad, ja, då måste vi kanske variera bultningen eller ha olika bulttyper inom samma system?

Norbert Krauland: Jag tror att man skall skilja mellan observerade skador i form av korrosion och bultars bärförmåga. Den har ju inte testats vad jag kan förstå.

Hans Helfrich: Vi har bara konstaterat att bultarna inte fyller någon funktion därför att de sitter löst i berget och därmed är funktionslösa. Vad hjälper "bärförmågan" när den ej utnyttjas.

Tomas Franzén: Som projektuppdragsgivare för undersökningen vill jag säga att vi från BeFos sida har försökt ta tillvara den här möjligheten i Kvarntorp att göra undersökningar, där vi har ensartade förhållanden som är ganska väl kända. Det är något av ett laboratorium där det ser nästan likadant ut överallt. Vi har bultar av olika ålder och vi har därför kunnat

göra uppföljningen ganska systematiskt. Och förhoppningsvis kan man på något sätt finansiera fortsatta undersökningar där och få ytterligare längre tidsförloppbelysta. Vi har också varit angelägna att skilja på beständighetsfrågan, dvs vad som händer med själva bulten över en längre tid å ena sidan och bultens verkningssätt å den andra. Att man från gruvans sida är intresserad av bultarnas förstärkningsverkan med beaktande av längder, bulttäthet, ortgeometrin etc är givet, men i det här aktuella BeFo-projektet begränsar vi oss till beständighetsaspekten. (Det stora och svåra området bultars verkningssätt är föremål för forskning i andra projekt, såväl inom BeFos ramprogram som inom Gruvteknik 2000.) Även med denna begränsning är det här en stor fråga och vad vi gjort i Kvarntorp är bara "en punkt på kartan". Vi har mycket att lära och har anledning att ta kontakter med betongforskare och andra som har närliggande problem att hantera. Det var också därför som jag tog upp de finska försöken. Vi vill gärna utvidga det här till andra bergarter och andra miljöer och jag kan tänka mig att det kanske kan finnas medel från Arbetsmiljöfonden för sådana fortsatta undersökningar.

SVENSK ANLÄGGNINGSTEKNIK UTOMLANDS **Swedish contracting abroad – case histories**

Inledare:

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

INLEDNING

Med hänsyn till tiden, som vi redan har förbrukat i en intressant diskussion efter det föregående avsnittet, skall jag helt kort konstatera att vi för några år sedan har haft en betydligt större utlandsverksamhet än vad vi har i dag. Men det betyder inte att utlandsverksamheten kommer att ta slut. Det finns flera projekt under uppsegling och framförallt förstås arbetena i Saudiarabien, som det inte sägs och skrivs så mycket om, men som flertalet i alla fall känner till något om. I vilken mån vi kommer att få rapporter däriifrån på bergmekanikdagar så småningom kan vi inte säga ännu. I dagens program har vi dock ett par utlandsexempel, från Spanien och Tanzania.

KRAFTVERKSBYGGET SALTO DE SAUCELLE I SPANIEN I EN GRANIT MED OLIKA GRAD AV VITTRING

**The Power Station at Saucelle in Spain, a construction in
a granite with varying degree of weathering**

**Civilingenjör Lars Lundström, Hagconsult AB (LL)
Professor Håkan Stille, KTH/Skanska (HS)**

PROJEKTBEKRIVNING

Allmänt (LL)

Rio Duero är gränsflod mellan Spanien och Portugal. Den rinner upp i Baskien och Pyrenéerna. Här i västra delen av Spanien finns ett stort område med relativt unga graniter. Berggrunden har eroderats kraftigt av floden, ibland flera hundra meters djup. Där floden rinner vidare in i Portugal mot Atlanten ligger Saucelle, ett av många kraftverk längs Rio Duero. Det pågår för närvarande en utbyggnad av kraftverket med 250 MW. Det är detta projekt som kommer att belysas i föredraget, se Fig 1.

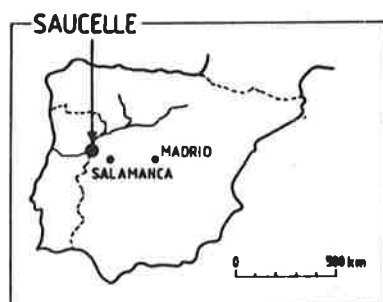


Fig 1 Kraftverket ligger vid Rio Duero nära gränsen mot Portugal.

The Hydroelectric Power Station is situated close to the border towards Portugal.

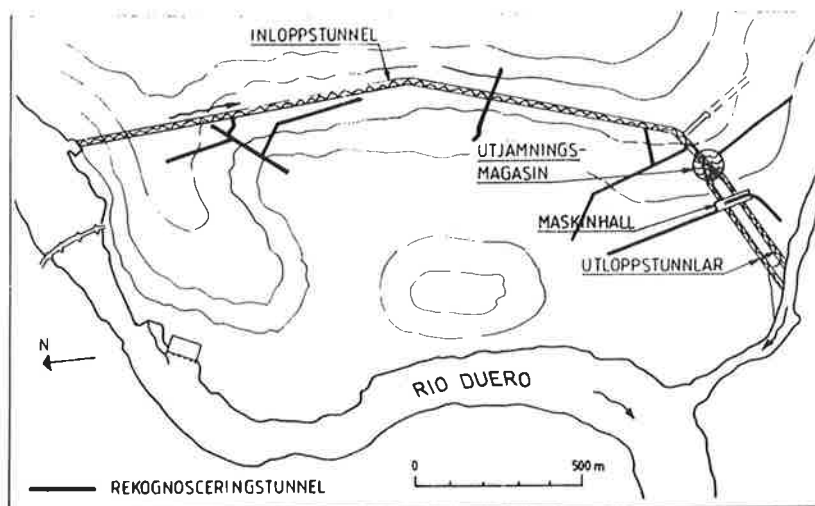


Fig 2 Kraftverkets huvuddelar. En rad rekognosceringstunnlar utfördes.

The main parts of the Power Station. A series of reconnaissance tunnels was executed.

Iberduero S.A., är ett stort kraftföretag i Spanien med egen projekterings- och byggnadsorganisation. Hagconsult har sedan 1984 varit konsult i bergfrågor åt Iberduero och har därför haft tillfälle att följa projektet. Man ville dra nytta av företagets erfarenheter att bygga i hård granitisk berggrund.

Kraftverksbygget i Saucelle sker i flera etapper. Den första etappen omfattade inloppet, den andra inloppstunneln, utjämningsmagasinet, maskinhallen och utloppstunneln. Senare fortsättning med bl a dammbyggnad i bifloden Rio Huebra är ännu inte aktuell, se Fig 2.

Anbudsförfrågan för den andra etappen gick ut i slutet av 1986. Ett konsortium bildat av Skanska och två spanska företag fick entreprenaden. Konsortiets namn är Ageska.

I dag är bergarbetena praktiskt taget helt färdiga, dvs 360 000 m³ berg har sprängts och lastats ut. Betong- och installationsarbetena pågår.

Kraftverkets huvuddelar framgår av Fig 2. Inloppstunneln är ca 2 km lång och har ett cirkulärt tvärsnitt, diameter ca 13 m. Den skall betonginkläs av hydrauliska skäl. Utjämningsmagasinets dimensioner är ansevärliga med ca 40 m höjd och 50 m diameter. Maskinhallen har en spännvidd av 20 m, höjd 35 m och längd ca 100 m. Utloppstunnlarna är tillsammans ca 400 m långa, 10 m breda och 12 m höga. Till dessa anläggningsdelar kommer också servicetunnlar och schakt för luckor, kablar etc.

Bergförhållanden, översikt (LL)

Rio Dueros dalgång är i Saucelle nedskuren till 3-400 m djup i berget. Berggrunden utgörs av granit som är täckt av insitu-vittrade jordar. Ibland ligger block på block travade på varandra, synliga bevis på den sakta pågående vittringen.

Berggrundens påverkan av vittring varierar kraftigt inom området. Hel och frisk granit finns i främst utjämningsmagasinet och inloppstunnelns delar som ligger i närheten av dessa. Också i maskinhallen är berget av god kvalitet.

Vid utloppet går gränsen mot ett stort område med skiffrar. Utloppstunnlarna går sista sträckan, ca 30-40 m, i denna typ av berggrund.

Berggrunden är mestadels tät, och några problem sammanhängande med vatten förekom ej.

Projektering (LL)

Innan Hagconsult blev anlitat hade en mängd förundersökningar genomförts omfattande geologiska ytkarteringar, resistivitetsmätningar, refraktionsseismik, kärnborrningar och även rekognosceringstunnlar. Man hade mätt också spänningarna i berget.

Vi gjorde en värdering av bergförhållandena på basis av dessa undersökningar och lämnade program till kompletteringar. Vi granskade efter hand ritningar och lämnade förslag till flyttning och anpassning av anläggning-

ens olika delar med hänsyn till bedömda bergförhållanden. Vi angav förstärkningsmodeller osv. Det blev ett gott samarbete. De som skötte projekteringen hos Iberduero lyssnade till våra förslag och synpunkter.

Allmänt kan sägas att man hade varit konservativ i tidigare bedömningar. Bl a hade man tänkt sig en full betonginklädnad av det stora utjämningsmagasinet för att förhindra vattenutflöde i berget. Denna betong ersattes med en ridåinjektering runt schaktet. Det gjutna betongvalvet i maskinhallen ersattes med ett tak av sprutbetong.

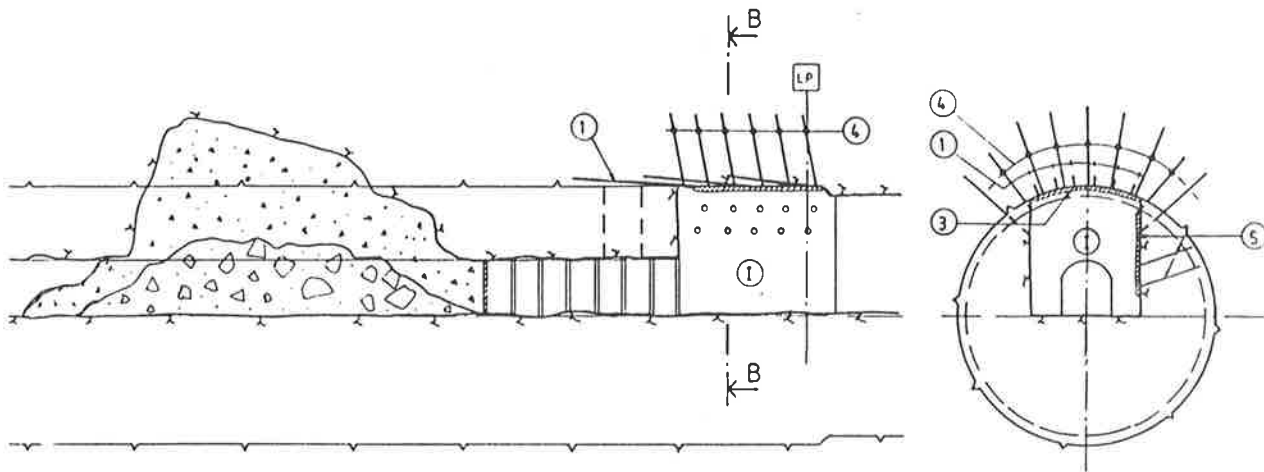
På Fig 2 visas de olika rekognosceringstunnlarna. Här har man i Sverige något att lära, här där man som nästan aldrig gör en rekognosceringstunnel för en berganläggning.

Bergförstärkningar (LL)

De permanenta bergförstärkningarna bestämdes enligt svensk modell, dvs efter granskning av berget på platsen i takt med sprängningen kompletterat med uppgifter från geokarteringen.

I detta projekt hade vi från Hagconsult enbart kontakt med beställarsidan; inte med entreprenören.

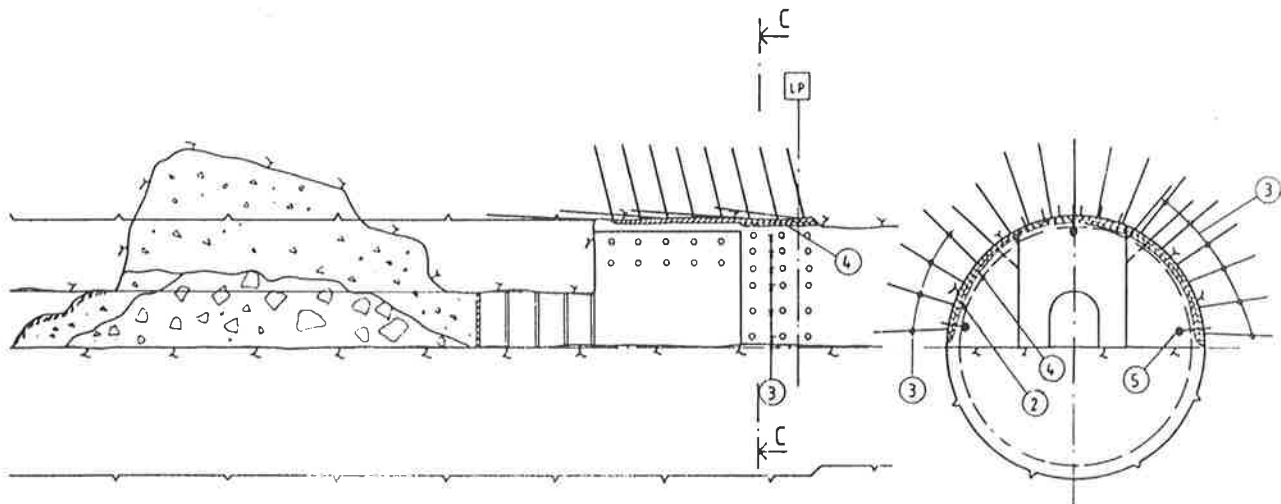
Vi utarbetade också förslag till förstärkningsmodeller. Ett exempel på detta visas i Fig 3, ett förslag till system för drivning genom vittrade zoner. Pga en sådan zon hade ett ras inträffat i mer än ett år gammal rekognosceringstunnel.



- 1 Pre-bolting before excavating the pilot tunnel, abt 1 bolt per m (spiling).
- 2 A pilot tunnel, 1, is driven with an advance of approx. 2 m
- 3 Shotcrete with fibres is applied, abt 10 cm thickness.
- 4 Systematic bolting, bolt length 3-4 m, 1 bolt per 2-3 m²
- 5 Temporary reinforcement of the walls of the pilot tunnel, unreinforced shotcrete and bolts, (when needed). Some long drainage holes may be drilled from the reconnaissance gallery of the pilot tunnel.

PILOT TUNNELING

SECTION B-B



- 1 Pre-bolting (when needed)
- 2 Shotcrete with fibres til abt 10 cm thickness is reached
- 3 Systematic bolting of the walls, bolt length 3-4 m, 1 bolt per 2-3 m²
- 4 Shotcrete with fibres, thickness abt 10 cm
- 5 Installation of bolts for convergence measurements in 2-3 section. Convergence measurements.

THE WALL STOPPING

SECTION C-C

Fig 3 Förslag till system för successiv schaktning/förstärkning genom vittringszoner inkl genom rasområdet (utdrag).

Proposal on a system for successive excavation/rock supporting through the zones of weathering incl a rock failure zone.

INLOPPSTUNNEL, SPRÄNGNING OCH FÖRSTÄRKNING

Allmänt (LL)

Inloppstunneln är ca 2 km lång. Den har cirkulärt tvärsnitt med en diameter av ca 13 m. Den kommer att bli helt betonginklädd, betongtjocklek ca 0,5 m. Vid dimensionering av betongen har samverkan mellan berg och betong förutsatts, vilket innebär att bergets deformationsmodul måste definieras.

Betonginklädnaden görs av hydrauliska skäl. Höga vattenhastigheter, 5-6 m/s blir aktuella.

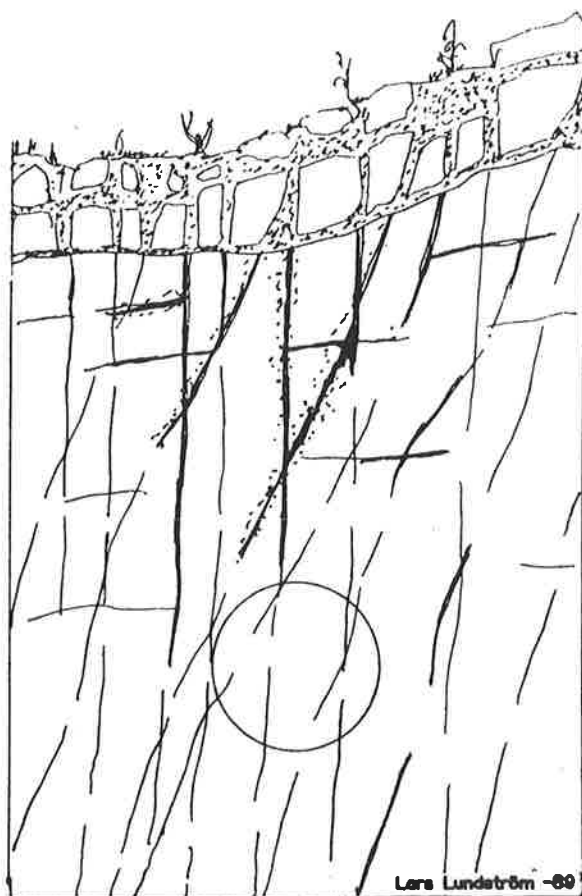


Fig 4 Insituvittring i graniten.

Weathering in situ of the granite.

Bergförhållanden (LL)

Berggrunden utgörs av en medelkornig ljusgrå granit som blivit utsatt för en varierande grad av vittring, kaolinisering. Stora block med vittringsjord emellan i svackor och dalgångar täcker berggrunden och visar den in-situvittring som är kännetecknande för området, jfr Fig 4. Tunneln ligger på ett djup under bergytan av 20-50 m, dvs relativt ytligt.

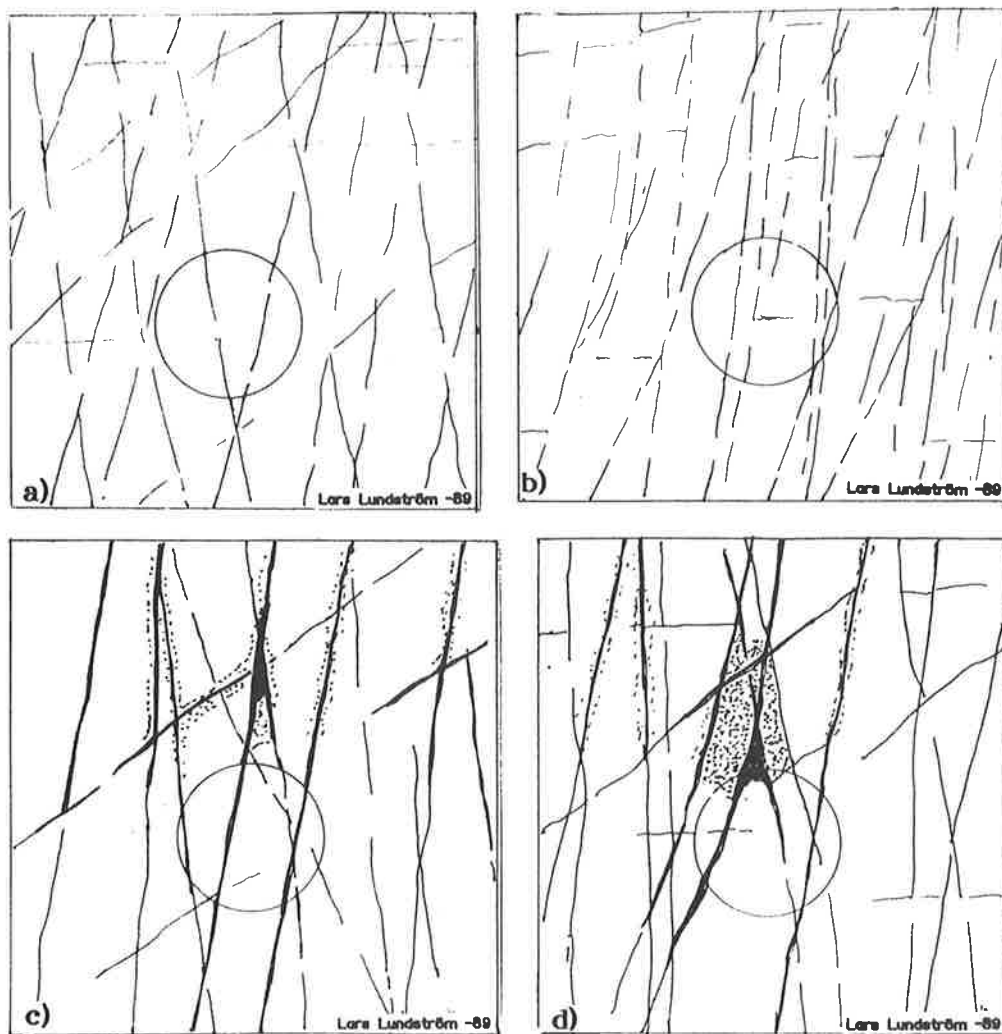


Fig 5 Granitens spricksystem och vittring

- a) Storblockig frisk granit
- b) Rel. storblockig granit, viss vittring längs sprickorna
- c) Granit med kraftig vittring längs sprickorna, vittringspåverkan av bergblocken
- d) Granit med kraftig vittring längs sprickorna; vissa block eller lokala bergpartier helt eller delvis kraftigt vittrade.

The fracture systems and weathering of the granite.

- a) Granite with large size blocks
- b) Granite with relatively large size block, certain weathering along the fractures
- c) Granite, the blocks are slightly affected by weathering; high degree of weathering along the fractures.
- d) Granite with a high degree of weathering along the fractures. Certain blocks and rock portions are completely or partly decomposed.

I nedströmsdelen är graniten storblockig; med få men genomgående sprickor och ofta med kloritklädda sprickytor, se Fig 5a. Längre uppströms är sprickfrekvensen fortfarande måttlig men här är det två sprick-system som båda har brantstående sprickor som är nära parallella med tunneln. Sprickorna är ofta långa och vittring längs sprickorna förekommer frekvent, jfr Fig 5b och c.

I området för maskinstationen har det initiella spänningstillståndet mätts. Mätningar visar att horisontalspänningarna är relativt låga, ungefär motsvarande överlagringstrycket.

Detta förhållande tillsammans med spricksituationen enligt ovan var orsaken till att stora "likkistor" i några fall spontant lossnade och föll ned. Det var block som vägde 100-200 ton per styck.

Ett par zoner fanns där vittringen hade fortskridit längre. Det var inte bara vittring längs sprickorna och deras närmaste omgivning, utan hela bergmassan var helt eller delvis omvandlad, kaoliniserad, se Fig 5d. Lerprov från dessa zoner påvisade 25-40% innehåll av svällningsbenäget mineral. Dock var svälltrycket litet vid alla laboratorieförsöken och i rekognosceringstunnlarna sågs inga effekter av svällning. Vittringszonerna enligt ovan hade ett starkt varierande förlopp. I en av rekognosceringstunnlarna hade man följt en vittringszon i ca 100 m vilket gav möjlighet att noga studera variationen. Ibland utgjordes zonen av en cm-bred lerfylld spricka med något vittringspåverkat sidoberg. På några meter ändrades karaktären till en zon på ett par meters bredd med grusvittrade till nästan helt vittrade block med flera lerfyllda sprickor, 1-10 cm vida.

I en rekognosceringstunnel inträffade ca ett år efter drivning ett kraftigt ras i en av dessa vittringszoner. Raset inträffade på en sträcka av ca 20 m där tunneln inte var förstärkt. Raset nådde en höjd av ca 8 m. Berget var kraftigt påverkat av vittring. Längs sprickorna var berget omvandlat till ler.

Sprickorna med lera var upp till ca 10 mm vida, se även Fig 3.

Aktuella stabilitetsproblem (HS)

De långa uthålliga sprickorna parallellt med tunneln uppvisar en stor variation i stupning. De stupar oftast brant men åt två olika håll se Fig 6 vilket gör att s k kyrkor lätt kan bildas.

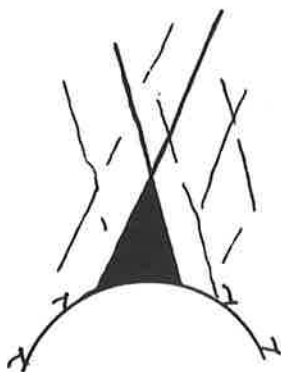


Fig 6 Långa plana brant stupande sprickor möjliggör kyrkbildning med stora mängder överberg som följd.

Long planar steeply dipping joints make large outfalls possible.

Vittringen längs sprickytorna resulterar i lågfriktionsmaterial i sprickorna samtidigt som horisontalspänningarna minskar. Dessa faktorer tillsammans med den ogynnsamma sprickorienteringen förvärrar stabilitetsproblemen och utfall sker mycket lätt. Ett flertal stora kyrkor bildades under tunneldrivningen som följd av de ovan beskrivna faktorerna. I ett friskt berg med liknande sprickmönster hade normala horisontalspänningar kunnat "hålla emot" de lösa blocken och bergmassan hade totalt sett varit stabil, se Fig 7. Följaktligen påverkas bergmassans stabilitet klart negativt av den kraftiga vittringen.

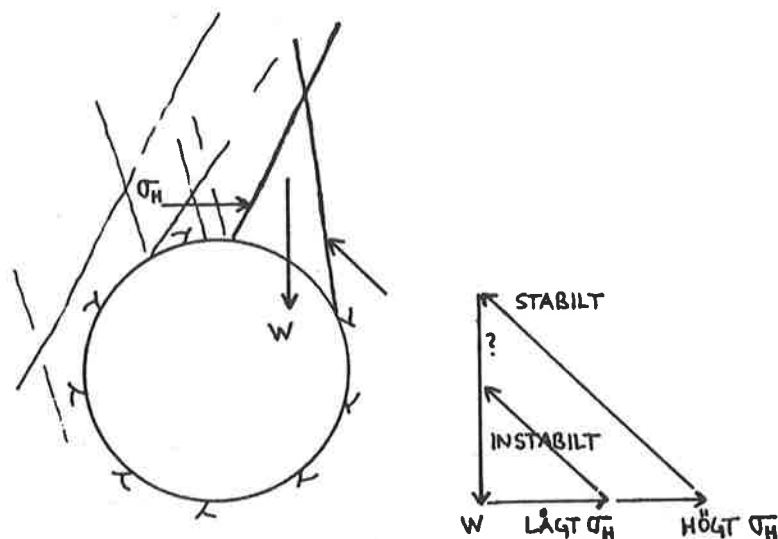


Fig 7 Horisontalspänningarnas inverkan på tunnelstabiliteten.

The influence of horizontal stresses on tunnel stability.

De i tunneln förekommande problemen kan översiktligt kategoriseras som:

- Nedfall av enstaka block i bra berg.
- En allmän tunnelinstabilitet i fair rock p g a ogynnsam sprickriktning och vittring längs sprickytorna.
- Tunnelinstabilitet i poor-very rock p g a bergmassans dåliga kvalitet i de större vittrings- och krosszonerna.
- Instabilitet på längre sikt p g a uppluckringsfenomen (ravelling ground) och svällande egenskaper hos bergmassan.

Man kan även konstatera att spännvidden är avgörande för stabiliteten i en tunnel. Ju större spännvidd desto större stabilitetsproblem. Förhållandet mellan tunnelns storlek och dess stabilitet är än mer accentuerat i den aktuella vittrade graniten p g a de förhållanden som beskrivits ovan. Ett konkret exempel på detta är de små undersökningstunnlar, som drevs utan större problem och i huvudsak utan förstärkning kontra den betydligt större inloppstunneln, i vilken väsentliga problem med stabiliteten väntades och sedermera uppkom.

Förstärkning (HS)

Allmänt

Förstärkning med swellexbultar, cementingjutna bultar och sprutbetong har utförts.

- Swellexmetoden innebär att en på förhand "intryckt" rörliknande bult expanderas genom mycket högt vattentryck. Normalt har 3,6 m långa bultar använts men även 5,0 och 2,4 meters bult har monterats.

Swellexbulten användes endast som driftförstärkning.

- Cementingjutna bultar ϕ 25 mm (cembolt) har använts som permanentförstärkning. Den vanligaste längden har varit 4 m men ibland har 5 meters bultar använts. I dåligt berg har en 400 x 400 mm platta använts. I normalberg har plattans dimension minskats till 150 x 150 mm.
- Sprutbetongen har applicerats med eller utan armering. Armeringen har bestått av stålfibrer och nät (i klass IV). Sprutningen har skett med torrblandning. Max stenstorlek var 12 mm. 30 kg stålfibrer per m^3 blandades i. Både robotsprutning och handsprutning har använts.

Förutom dessa förstärkningsmetoder har, i dåligt berg, 6 m injekterade rörbultar satts Fig 8. Dessa bultar har använts som s k "spiling".

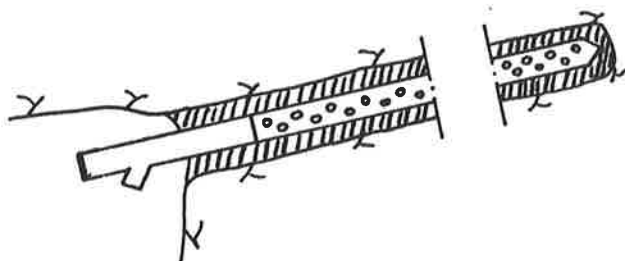


Fig 8 Principskiss av injekterad rörbult.

A type of grouted bolt used in the tunnel.

Aktuell förstärkning av galleri

Förstärkningsinsatsen varierade med bergkvaliteten. Nedan angivna mängder är den genomsnittliga förstärkningsinsatsen för respektive bergklass. På grund av svårigheter att i stoff bestämma bergkvaliteten samt olika värderingar av förstärkningsbehovet finns det relativt stora variationer inom respektive klass.

Bergklass I, mycket bra berg

I denna bergklass förstärkte man endast med enstaka bult, ingen sprutbetong applicerades.

Bergklass II, bra berg

Förstärkningen i klass II, ovittrad grå granit, innebar bultning med en täthet av $15 \text{ m}^2/\text{bult}$. Man sprutade enstaka partier med den stålfiberarmerade sprutbetongen. Tjockleken varierade mellan 3 och 5 cm.

Bergklass III, mindre bra berg

I bergklass III bultades tak och väggar med en täthet av $5 \text{ m}^2/\text{bult}$. 5-10 cm sprutbetong applicerades.

Bergklass IV, dåligt berg

Här sattes bult med en täthet av $2 \text{ m}^2/\text{bult}$. Sprutbetongen applicerades i två lager. Den totala tjockleken var 15-25 cm. Sprutbetongen armerades i denna klass, utöver stålfibrer, med två lager nät (Gunnebo 50/60 ej galvaniserad och elektrosvetsat nät $\phi 4 \text{ mm}$ 200 x 200). Arbetsgången i denna klass var: 1. Sprutbetong till 10 cm tjocklek. 2. Bultning (swellex, cem-bolt och spiling. 3. Nätning och sprutning till 15 cm. 4. Nätning och sprutning till 25 cm. Armeringen utfördes således i två omgångar.

Aktuell förstärkning av pallen

Innan pallen togs ut i fas II gjordes förberedande systematisk förstärkning av densamma då man drev galleriet. Fyra rader bult c/c 1,5 m sattes i väggarna se Fig 9.

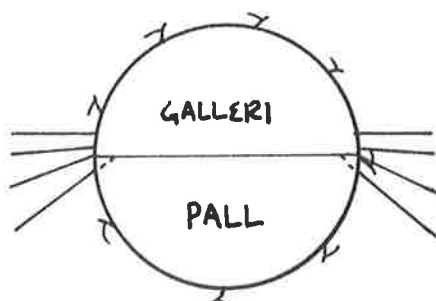


Fig 9 Förbultning i galleriets väggar underlättar palldrivningen avsevärt.

Prebolting in the gallery walls facilitates the excavation of the bench.

Denna förbultning medförde en minimal förstärkningsinsats under drivningen av pallen. I bergklass I och II behövdes ingen ytterligare förstärkning. I bergklass III sattes enstaka bult, kompletterat med skyddsbultning och sprutning. Förhållandena i klass IV var desamma som i bergklass III.

Drivningsteknik (HS)

Inloppstunneln drevs med konventionell metod. Borrningen var mekaniserad och ett 3-boms aggregat användes. I partier med måttligt bra och bra berg har man uteslutande sprängt med dynamit. I dåligt berg har kranshålen laddats med pentyl. Ett elektriskt tändsystem användes.

Drivningsmetoden har varierat beroende på bergklass och har anpassats till för stunden aktuell bergkvalitet. I samtliga fall har ett galleri sprängts och förstärkts först. Därefter har pallen tagits ut i fas II. Indrifter och framdrifter för galleriet framgår av Tab 1.

BERGKLASS	INDRIFT (m/salva)	FRAMDRIFT (m/vecka)	TID PER 10 m TUNNEL (tim)
I	4,5	25,0	41
II	3,5	23,0	46
III	3,0	11,0	95
IV	2,0	4,0	260

Tab 1 Drivningsdata från gallerisprängningen. Alla tabellvärden gäller för hel front.

Data from the gallery excavation.

Man kan konstatera att såväl indrifterna som veckoframdrifterna minskar med sämre berg vilket är helt naturligt. I tabellen finns även en kolumn där tidsåtgången för drivning av 10 m tunnel redovisas. Anmärkningsvärt är den markanta tidsökningen för att driva 10 m i bergklass IV. I tab 2 redovisas motsvarande resultat för pallen. Även här minskar indrifter och framdrifter med sämre berg men skillnaderna är förhållandevis små. Det är ett resultat av den stora förstärkningsinsats som gjordes före pallsprängningen, se ovan. Pallen togs ut med full area i samtliga bergklasser.

BERGKLASS	INDRIFT (m/salva)	FRAMDRIFT (m/vecka)	TID PER 10 m TUNNEL (tim)
I	5,0	31,0	34
II	5,0	28,0	36
III	4,0	22,0	48
IV	3,5	20,0	57

Tab 2 Drivningsdata från pallsprängningen.

Data from the bench excavation.

Såsom tidigare nämnts hade ett ras inträffat i en av rekognosceringstunnarna. Drivningen genom rasområdet skedde enligt följande, jämför även Fig 3. En gjutmassa av betong och bentonit injekterades in i rasområdet. Bentoniten blandades i för att drivningen genom gjutmassan skulle kunna ske med bilning och rivning (rippning). Massan fyllde kyrkan och stabiliserade området. Efter detta fortsatte tunneldrivningen med pilotort och släpande strossar. Pilotorten minskades dock från 42 m² till 28 m². Man förbultade även med 6 m långa injekterade rörbultar och fronten stabiliserades med sprutbetong. Fördelen med detta sätt att driva tunneln genom rasområdet var att risken för nedfallande stenar och ytterligare ras helt eliminerades.

SUMMARY

This paper deals with the rock excavation of a hydro-electric power station in a granite in central Spain. The granite is normally fresh and competent, but is sometimes affected by fracturing and weathering.

The great machine hall and the great 50 m diameter surge shaft (height 35 m) was excavated without any particular problems.

In the headrace tunnel the rock quality varied strongly from a rock with very few discontinuities to zones with more or less completely weathered rock.

The rock excavation and some special support measures applied here is also described in this paper. A rock failure occurred in a reconnaissance tunnel in the middle of the planned headrace tunnel. Before excavating the main tunnel through this zone, the rock mass was stabilized by means of filling up the voids with a cement/bentonite mixture. The excavation through the zone is also described in the paper.

TUNNELBYGGE I SVARFORCERAT BERG. MTERA KRAFTVERKS- BYGGE, TANZANIA

TUNNEL CONSTRUCTION IN DIFFICULT ROCK. MTERA HYDRO POWER PLANT, TANZANIA

Civilingörjan Sjöström, Rock Team AB, Spånga

1. Inledning

Mtera kraftverk i Tanzania består av en betongdamm, som byggts några år tidigare, intag och en huvudsakligen vertikal intagstunnel, underjordisk kraftstation och en 10 km lång 55 m² avloppstunnel. Fallhöjden är 100 meter och den utbyggda effekten 2 x 40 MW.

Kraftverket skulle tas i drift 88-05-01 och bygget fortgick i stort enligt planerna, men när man i juli -87 endast hade 18 meter kvar på avloppstunneln, uppstod ett flertal sprickor i slänten ovan utloppet.

Då man på goda grunder kunde befara att ett mycket stort ras med flera hundra tusen m³ kunde utlösas, stoppades arbetet, undersökningar inleddes och alternativa tunneldragningar och utlopp studerades.

Redan i augusti -87 förelåg ritningar för en ny tunnelsträckning, kallad Tunnel B, och ett nytt läge för utloppet längre nedströms, och arbetena för det nya utloppet och den nya tunnelbiten startades omedelbart.

De undersökningar som genomfördes beträffande släntstabiliteten visade att de massor som rörde sig när man påbörjade schakten för utloppet och när tunnelsprängningen närmade sig var talus-massor och att eventuella jordmassor som kunde komma i rörelse var av mindre omfattning. Det kunde konstateras att det inte förelåg någon risk för skred i berget, men att åtgärden att flytta utlopp och tunnel varit nödvändig.

2. Tunnel B, prognos och planering

2.1 Prognos bergkvalitet och förstärkningar

Man hade haft svårigheter att driva den sista biten på den ursprungliga tunneln på ganska dåligt berg med krosszoner, svällande lera och talk i spricksystemen.

De geologiska undersökningar som genomfördes visade att bergförhållandena i den nya tunnelsträckningen

skulle bli likartade på den första delen av den nya tunneln men tyvärr måste tunnelns riktning följa huvudspricksystemet.

Den andra delen av tunneln skulle gå i sämre bergarter som långa sträckor skulle vara helt eller delvis omvandlade till jord. Det var dessutom troligt att det skulle finnas talk och svällande lera även i denna tunnelsträckning.

Det stod därför redan från början klart att denna tunnelbit måste helinklädas, även om arean minskades från 55 m² till 40 m².

Det var också klart att omfattande driftförstärkningar måste utföras under tunneldrivningen, delvis i form av stålbågar som måste ingjutas, främst på den andra halvan av tunnellängden.



Fig 1. Ngengeregengere-dalen strax uppströms utloppet. (Ngengeregengere Gorge just upstream of outlet)



Fig 2. Säkerhet är viktigt, men också skyddshelgonet Santa Barbara. (Safety is important, but also Santa Barbara, the miner's patron)

2.2 Tidsaspekter, utrustning och material.

Om kraftverket inte skulle kunna startas i tid skulle detta innebära ett väsentligt inkomstbortfall för beställaren samtidigt som importerad olja måste betalas med utländsk valuta, vilket är en knapp resurs.

Hur skulle man på den tillgängliga tiden på 8 månader klara att starta upp en ny tunneldrift med delvis ny utlastningsmetodik, driva 180 m med kontinuerlig driftförstärkning, delvis i form av stålbågar, gjuta in tunneln och klara alla efterförstärkningar i tunnel A? Kunde nödvändig lastutrustning mobiliseras, fanns reservdelar och material såsom sprängämne och cement?

En sidotippande lastare var nödvändig för att klara lastningen i den mindre tunnelarean på ett rimligt sätt. Det var definitivt inte självklart att en sådan fanns tillgänglig i Tanzania.

Eftersom tunneljobbet gick mot slut hade naturligtvis entreprenören börjat begränsa sitt lager och sina inköp. Leveranstiden från utlandet är ca 3 månader, ibland längre.

Då uppstart och drivning av den nya tunnelbiten kunde beräknas ta ca 3,5 månader inkl gjutning av tunnelbotten, ingjutning av tunneln också ca 3,5 månader om man anskaffade rationella former, och efterförstärkningarna av 1,5 km tunnel fram till transportorten minimum en månad, fanns ingen tid över för att vänta på materiel eller material och inte heller för driftsstörningar.

Ett stort orosmoment var den svåra vägen till utloppet. Om det skulle bli en stor regnperiod, skulle den vägen bli tidvis oframkomlig.

2.3 Lösning av materiel- och materialproblemen.

Lyckligtvis kunde man köpa en lastare med Libu-skopa från ett annat nyligen avslutat bygge i landet, så det mycket väsentliga problemet var löst. Sprängämne för att starta tunnelarbetet fanns på plats, men för att klara tunneln och de väsentligt större bergkvantiteterna i utloppet behövdes mer. Här hade man tur att kunna tillfälligt låna från en annan arbetsplats i landet.

Reservdelar för bormaskinerna och borrstål samt däck till truckarna måste fraktas in med flygfrakt.

Man får räkna med att flygfrakt till Tanzania tar ca en månad inkl leverans, flygning, tullbehandling och transport till bygget.

För att säkerställa tunnelgjutningen beslöts att flygfrakta två formset, det tredje skeppades med båt. (Det visade sig senare att de två formar som flygfraktades kom till bygget endast 3 veckor före det som sänts med båt...)

3. Förstärkningar.

3.1 Procedur

Att omfattande förstärkningar måste utföras stod klart. Det var också klart att riskerna för ras och bergutfall var större än vanligt. Förstärkningarna måste därför utföras omedelbart efter utsprängning och med tillräcklig säkerhetsmarginal.

För att undvika dröjsmål med beslut och långvariga diskussioner om förstärkningarna beslöts att representanter för byggledaren och entreprenören omedelbart efter salvan skulle göra en kartering av berget och besluta om hur förstärkningarna skulle utföras på plats i tunneln. Hur detta karterings- och beslutsprotokoll utformades framgår av formuläret bilaga 1.

För att undvika diskussioner i efterhand kom man också överens om att den som ville vara med på beslutet var välkommen ned i tunneln, och att när beslutet väl var fattat skulle det accepteras av bägge parter, om det inte senare visade sig vara uppenbart felaktigt.

3.2 Olika traditioner

Speciellt när man har olika traditioner när det gäller förstärkningarnas utförande, kan man hamna i oändliga teoretiska resomemang och heta diskussioner. Det är inte säkert att man kan övertyga en icke-skandinavisk entreprenör om att helt och hållet arbeta på det sätt vi är vana vid, utan man måste finna praktiska kompromisser, som tar hänsyn till entreprenörens erfarenhet och utrustning. Entreprenör för Mtera Power Plant var Cogefar från Italien.

Ofta tycker alltför många att de är skickade att avgöra hur det ska gå till. Till detta bidrar förutom olika traditioner det faktum att det inte finns någon vedertagen metod att bestämma förstärkningarna med.

Det är då ofta välgörande att lägga beslutsfattandet i tunneln.

När bergbitarna faller till höger och vänster och luften och sikten är dålig direkt efter salvan, blir det inte så frestande att vara med. Beslutet fattas då också av dem som kontinuerligt följer tunneldriv-

ningen och som lär känna berget.

Förutom att införa kartering och beslut i tunneln efter salvan, har jag funnit att det många gånger är nödvändigt och välgörande att använda t ex Barton, Lien och Lunde's dimensionerings- och klassificeringsmetod för förstärkningarna. Att enbart hänvisa till skandinavisk och egen erfarenhet utan stöd av en dimensioneringsmetod godtas oftast inte.

3.3 Förstärkningsklasser

Systemet med kartering omedelbart efter salvan och beslut i tunneln fungerade bra. Relativt snart efter igångkörning utkristalliserade sig i huvudsak fyra förstärkningsklasser:

A. Systematisk bultning av taket och halva väggen med expanderbult kombinerad med ett lager sprutbetong. Bulten sattes direkt efter salvan, sprutning skedde minst en gång per dygn.

B. Systematisk bultning med expanderbult kombinerad med minimum två lager sprutbetong. Utfyllnad av håligheter med sprutbetong för att få en rimlig profil. Ingjutna bultar där berget var för dåligt för expanderbult.

C. "Forepooling" med ingjutna bultar. systematisk bultning med ingjuten bult vid mjukt berg, minimum två lager sprutbetong och utfyllnad av håligheter.

D. Systematisk bultning med expander och ingjuten bult före installation av stålbågar HEB 160 som in-göts.

3.4 Synpunkter på anbudshandlingarna.

Mycken tid ägnas på ett bygge att diskutera och komma fram till hur förstärkningarna skall utföras, särskilt om som ofta är fallet på utlandsjobb, beställare, konsult, byggledare och entreprenör kommer från olika länder med olika värderingar och sätt att utföra speciellt tunnelförstärkningar.

Ofta kan man i förväg med stor säkerhet förutsäga vilka typer av förstärkningar som kan komma ifråga för den absolut övervägande delen av en tunnel.

Jag anser att det i många fall skulle vara lämpligt att i anbudshandlingarna fastlägga vilka förstärkningsklasser en entreprenör skall räkna med, men att också ha med å-priser för olika förstärkningsåtgärder, i det fall de föreskrivna fallen inte skulle vara heltäckande.

Man skulle då vinna att olika förstärkningsfall var klart prissatta i förväg, även vad gäller inverkan på driften i övrigt, och diskussioner om extra ersättningar minimeras. Dessutom skulle man på arbetsplatsen veta mer exakt hur förstärkningarna skulle utföras vid olika bergtyper, och det skulle bli mindre diskussioner.

Att i vissa fall förstärkningen skulle bli något överdimensionerad kan man ta med jämnmod. Sannolikt skulle detta sätt att lägga upp arbetet vara billigare, då entreprenören vet vad han skall göra utan dröjsmål och han kan lägga upp sitt jobb därefter.

4. Tunnelns utförande

De första 80 metrarna drevs i relativt bra berg, men då tunneln följde huvudsprickriktningen fick man stora bergutfall i tak och väggar. En spricka följde taket i hela denna tunneldels längd, och taket fick en triangulär form, med 1 till 3 m bergutfall.

Vid flera tillfällen utvidgade sig de spricksystem som följde tunneln till jordomvandlade skölar på flera meters bredd.

Efter denna sträcka gick tunneln in i en ca 25 m bred krosszon, med delvis helt jordomvandlat berg. I ett parti låg mycket stora ovittrade bergblock kvar i det omgivande platsvittrade berget. Delvis kunde tunneln mejslas och grävas ut, delvis borrades och sprängdes enbart mitthålen, medan kranshålen lämnades oladdade.

Att driva tunnel i homogent hårt eller homogent mjukt material är definitivt mycket enklare än att driva i omväxlande mycket hårt berg och jord.

I detta parti fanns ingen annan lösning än att installera stålbågar och gjuta in dem, då det inom stora områden inte fanns något kompetent material att fästa bultar eller lägga sprutbetong på.

Efter detta passerades ett parti med bättre berg och då tunneln nu svängt passerades huvudspricksystemet i vinkel och arbetet underlättades. Detta parti på ca 40 m var den enda tunnelsträckningen med i stort bra berg utan större problem.

Efter detta gick tunneln in i en 25 m kross- och omvandligszon, där betongingjutna stålbågar var nödvändiga. Sättningsprickor uppstod i området nära utloppet ovanför detta tunnelparti.

De sista 10 metrarna gick i hårt men uppsprucket stängligt berg, och för att säkerställa utloppet, drevs denna del med pilotunnel, strossning och för-

stärkning klass D, dvs stålågar.

Tunnel B:s utförande med geologi och stålågar inlagda, se figuren bilaga 2.



Fig 3. Installation av stålågar och bult (installation of steel-ribs and bolts)



Fig 4. Jordomvandlat berg orsakar 2m utfall (Completely wheathered rock causes 2m overbreak)

Tunnel B tog sammanlagt 13 veckor att driva. Framdriften varierade från 46m i veckan i det gynnsammare berget ned till 3m, då stålågar var nödvändiga.

Mängden överberg motsvarade ca 0.8m utslaget på hela tunnelperiferin.



Fig 5. Genomslag. Lera och talk i sprickorna orsakar bergutfall trots förstärkningar. (Break Through. Clay and talk in joints causes overbreak inspite of heavy reinforcements)

5. Betongarbeten

När tunneln färdigsprängts, vidtog först gjutning av golv och sedan väggar och tak med hjälp av tre stycken hydrauliskt manövrerade stälformar.

För att säkerställa att tunneln blev färdig i tid, befanns det nödvändigt att flygfrakta två formar. Normal leveranstid för flygfraktsbeställning till Tanzania är en månad. I detta fall tog det ca 6 veckor. Å andra sidan gick skeppningen med båt snabbare än normalt och den tredje formen anlände till bygget endast 3 veckor efter de flygfraktade....

När betonggjutningarna kommit i gång på allvar, fann man att cementen inte skulle räcka, då entreprenören underskattat mängden sprutbetong för efterförstärkningarna i den tidigare utsprängda tunneln. Vad göra?

Lokal cement kunde inte användas p g a för låg och ojämn kvalitet. Måttligt aggressivt vatten i berget gjorde det önskvärt att använda klass 2 cement. Import från Europa skulle ta för lång tid.

I Kenya fanns cement av god kvalitet att tillgå, men sedan den östafrikanska unionen upplöstes har det varit mycket krångligt att göra affärer och få transporterna att fungera mellan dessa länder. Detta är ett ganska typiskt exempel på problem som man kan möta på utlandsarbeten.

Då entreprenören i detta fall hade representation i Kenya samt dessutom tillgång till skeppstransport, kunde han köpa och betala cementen i Kenya och skeppa den till Dar-es-Salaam och via en intern överföring debitera arbetsplatsen i Mtera, så denna gång kunde problemet lösas på rimlig tid och cementen nådde bygget i tid.

Ett annat mycket stort orosmoment var den mycket svåra vägen till tunneln och främst till utloppet. Om det skulle bli mycket regn kommande regnperiod, skulle säkert vägen ej kunna trafikeras vissa tider.

Nu visade det sig att regnperioden detta år blev relativt lindrig och endast smärre störningar inträffade på denna orsak.

Däremot inträffade avåknningar och haverier relativt ofta, i snitt körde en betongtruck av vägen var fjortonde dag. Genom förutseende att gardera sig med ett större antal betonbilar än nödvändigt och dessutom turen att finna några sådana i landet kunde betongleveranserna genomföras som planerat.

6. Efterförstärkningar

Många gånger har man i länder som Tanzania endast ett mindre antal kraftverk i drift, ej som i Sverige ett mycket stort antal. Vid få anläggningar blir kraven på driftsäkerhet större å ett eventuellt avbrott får stora konsekvenser och bergförstärkningarna måste utföras därefter.

I den senare delen av tunnel A och i tunnel B hade förekomst av sväll-lera konstaterats. Bergförhållandena blev också succesivt sämre ju närmare utloppet man kom.

I detta ljus skall man se de ganska omfattande betonginklädnaderna, inte bara i tunnel B som redovisas här utan också i andra delar av tunneln.

Förstärkningarna i övrigt omfattade bultning och sprutbetong i enlighet med geologisk kartering och särskilda förstärkningsritningar.

Förutom sväll-lera konstaterades i ett sent skede att vattnet i den senare delen av tunneln var svagt aggressivt. Även om den använda cementen var klass 2, så beslöts att som extra säkerhet utföra en injektionszon närmast tunneln där sådant vatten fanns och att kanalisera eventuellt läckvatten i plaströr genom betong eller sprutbetong.

Berget i utloppet var av god kvalitet, men stängligt och uppsprucket. Sättningsprickor uppstod vid drivning av den sista biten tunnel. För att limma ihop

detta bergparti och ge en god grund för betongportal-
en, utfördes en konsolideringsinjektering i detta
parti, delvis innifrån tunneln och delvis från ut-
loppssidan.

7. Slutord

Genom en helhjärtad insats från alla parter och med
litet tur med maskiner och materialleveranser och
inte minst en lindrig regnperiod, lyckades det att
färdigställa tunneln och det nya utloppet så att
den kunde vattenfyllas i tid för den första provkör-
ningen av aggregaten.

Summary

9 km of the 55 m² Tailrace tunnel for The Mtera Hydro
Power project was driven in competent granite, but
the last kilometer was excavated in tricky rock with
heavy reinforcements.

When only 18 m was left, cracks appeared on the
slopes above the outlet. There was a risk that a big
slide involving several hundred of thousands m³ could
develop, causing severe consequences for the plant.

The Outlet had to be moved and a new tunnel branch to
be driven. It was a real risk that these new jobs
would delay the commissioning of the plant.

The new 180 m long tunnel passed some 80 rock strata
with difficult rock and soil. Heavy reinforcements
with systematic rock bolting, sometimes forepooling,
several layers of shotcrete and steelribs in concrete
had to be constructed.

The new tunnel and outlet were completed on time
through special efforts.

Referenser

Eliasson, A., Martna, J.: Mtera Power Plant. Report
on the slope stability in the Tailrace Outlet Area.
Stockholm Oct 1, 1987.

Hansen, L.: Mtera Power Plant. Report on the
Geological Structures in Relation to a Suspected
Landslide at the Tailrace Outlet. Uppsala Oct 1, 1987.

Holtz, T.: Mtera Power Plant. Final Report on Rock
Strengthening of the Tailrace Tunnel. Stockholm June
1988.

Sjöström, Ö.: The use of shotcrete for permanent linings underground. Rock Store 77, Stockholm, Sweden.

Sjöström, Ö.: Erfarenheter från tunneldrivning i lösa bergarter, Barrage Bourguiba, Tunisien. Bergsprängningskommittén 1980.

Sjöström, Ö.: The First Tunnels in Riyadh, Saudi Arabia, in Poor Ground and Petrol. Large Rock Caverns, Helsinki 25-28 Aug, 1986.

MTERA POWER PROJECT, TUNNEL MAPPING AND SUPPORT

APPENDIX 1

DATE 20.10. TIME BLASTED

FROM CH. TO CH. 10 + 243,5

ROCK STRENGTH	VERY HARD	HARD	MEDIUM	LOW ✓	VERY LOW
RQD %	75 - 100		50 - 75	25 - 50	< 25 ✓
SPACING OF JOINTS	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	0.05 - 0.3 m ✓	< 0.03 m
WIDTH OF FISSURE	CLOSED	0.1 - 1 mm	> 1 mm ✓		
CONDITION OF JOINTS	ROUGH IRREGULAR ✓	SMOOTH		SLIPPERY	
WATER	COMPLETELY DRY		MOIST ONLY	DRIPPING WATER	RUNNING WATER ✓

REMARKS Large overbreak in roof.

ROCK TYPE

GREEN SCHIST, S

" TALK, T, St

" CLORITE, ScI

" Clay, Sc

QUARTSITE, Q

GRANITE

GRANITIC GNEISS } G

GNEISS

DIABAS, DOLOMITE D

OTHER.....O

(SPECIFY)

PEGMATITE SLICES P

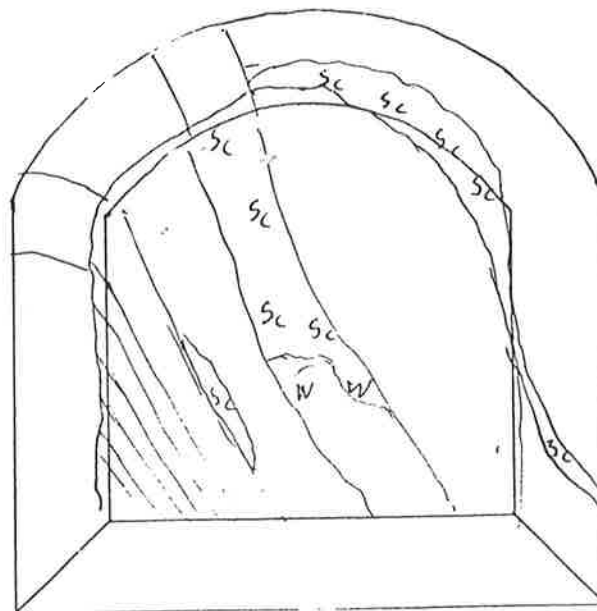
WEAKNESS ZONES

CRUSHED ZONE ☐WITH CLAY ☐

WATER LEAKAGE

DRIPPING WATER V

RUNNING WATER W ✓

SKETCH LOOKING TOWARD FACE
(NOTE STRIKE AND DIP)

SUPPORT

ROCK BOLTS		NOS. 23		LENGTH	TYPE	C/C spot
SHOTCRETE.....1.....LAYER				WIRE MESH		
STEEL RIBS	NOS. 6	C/C 1m	TRUSS ARCH W SHOTCRETE		NOS.	C/C

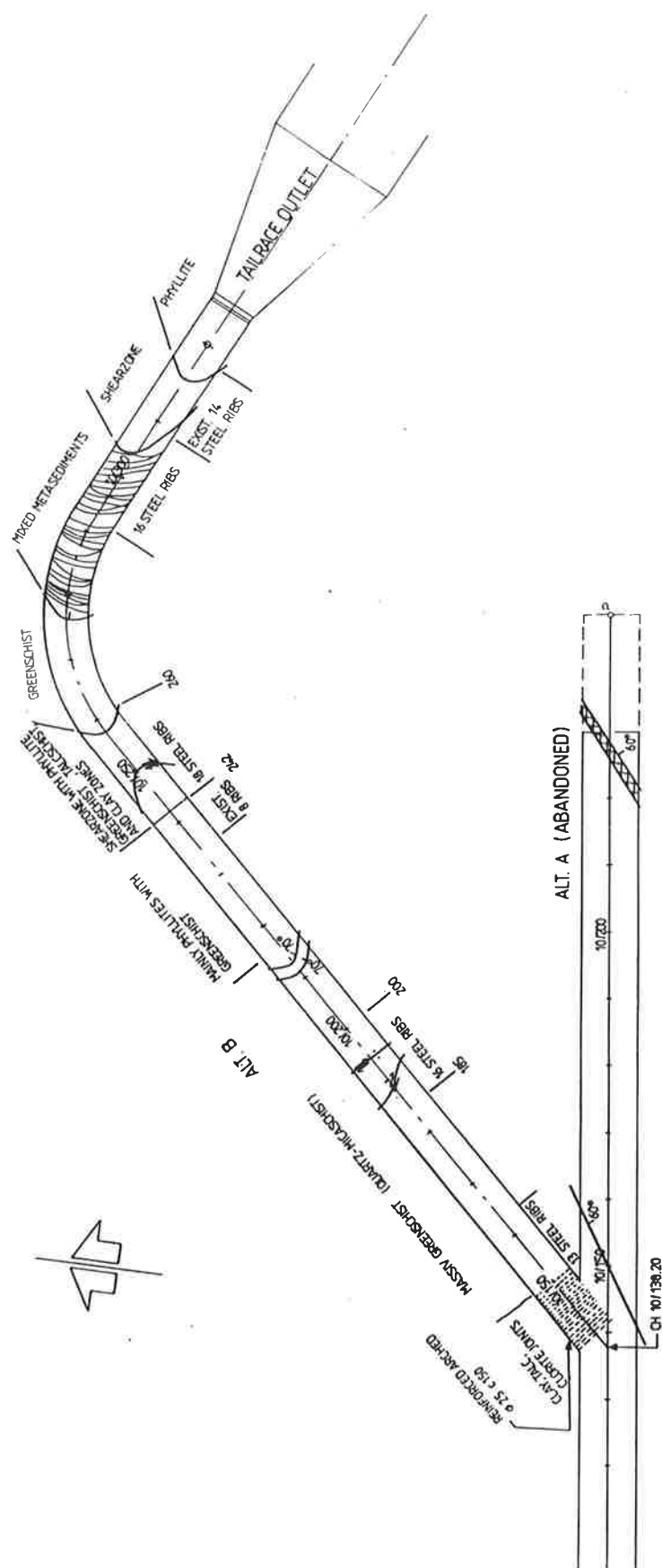
SIGNED..... DATE..26.10.87..

FOR COGEFAR

P.W. Muthran

FOR SWECO

BILAGA 2



MTERA POWER PLANT
 TAILRACE TUNNEL ALT B
 SECT. 10/138.2 - 10/323.7
 GEOLOGICAL MAPPING
 ÖRJAN SJÖSTRÖM /
 THOMAS HOLTZ
 1988-02-05

DISKUSSION

Hans Helfrich: Du Sjöström måste ha haft anledning att nämna förekomsten av två veckaxlar. Vad hade de med saken att göra?

Örjan Sjöström: De krånglade till jobbet så tillvida att vi passerade samma band i berget ett par gånger med den här tunneln som gick i en sväng. Veckaxeln låg väldigt nära utloppet och förutom den stående veckaxeln, så hade det veckats en gång till i denna.

AVSLUTNING

Tomas Franzén, BeFo

Det har varit ett sant nöje att vara arrangör och ansvarig för årets Bergmekanikdag. Vi har genomgående hört mycket väl förberedda och trevligt framförda föredrag med tekniskt intressant innehåll. Vår dag är ju helt och hållet beroende av föredragshållarnas goda insatser. Vi tackar för det goda arbetet, och därmed förklarar jag 1989 års Bergmekanikdag avslutad.

BERGMEKANIKDAGEN 1989

DELTAGARLISTA

A	Aaro Lars-Eric	Viscaria
	Ahlandsberg Jerry	Cembygg
	Alenius Ulf	Stockholms Fastighetskontor
	Alestam Mats	Sydskraft
	Allesson J-A	Vattenfall
	Almén Karl-Erik	SKB
	Almgren Gunnar	Tekniska Högskolan i Luleå
	Andersson Georg	Vattenfall
	Andersson Morgan	Tidningen Byggindustrin
	Andersson Roger	BPA Bygg Södra
	Andersson Sven	Kraftbyggarna Byggnadsteknik
	Andersson Yvonne	Bergsäker Konsult
	Andreasson Lars	Rockstore Engineering
	Angeberg Nils	Överstyrelsen för Civil Beredskap
	Anker Björn	Aker Entreprenör A/S
	Antikainen Juha	Tekniska Högskolan i Helsingfors
	Anttikoski Usko	Helsingfors Stad
	Arnesson Alf	Stabilator
	Aronsson Åke	BPA Bygg Södra
	Arvidsson Anders	Vägverket
B	Bachman Carin	BeFo
	Benedik Rasa	TYRÉNS
	Bengtsson Bengt	Skanska
	Bergdahl Sven-Gunnar	Svenska Gruvföreningen
	Bergklint Per	Vattenfall
	Bergman Börje	Grus- och Makadamföreningen
	Bergman Magnus	Itasca Geomekanik
	Bergman Sten G A	
	Bergström Håkan	Atlas Copco MCT
	Björklund Bo	NCC
	Björklund Torsten	NCC
	Blixt Bo	Energiverket i Göteborg
	Bodén Anders	Vattenfall
	Bogdanoff Ingvar	C T H/Geoteknik
	Bognar Istvan	TYRÉNS
	Borchardt Peter	de Neef Scandinavia
	Brandtzæg Per Anton	Aker Entreprenör A/S
	Bronner Nils	Kraftbyggarna Byggnadsteknik
	Bruce Nils-Erik	Stockholms gatukontor
	Brunnsäter Mikael	Stabilator
	Brännfors Sten	
	Bäckblom Göran	SKB
	Börgesson Lennart	Clay Technology
C	Camilovic Nemanja	Hagconsult
	Cederström Malte	Vattenfall
	Christiansson Rolf	Kraftbyggarna Byggnadsteknik
	Clarín Anders	Vattenfall
D	Dahlin Olle	VBB
	Davidsson Nils	Svenska Sika
	Delin Per	K T H/Jord och bergmekanik
	Doppler Ulf	FortF
E	Edlund Lars	Hagconsult
	Edvinsson Bert	BESAB
	Eklund Olle	NCC
	Elfman Sten	K T H/Vattenbyggnad
	Eliasson Anders	VBB
	Emt Björn	Stabilator
	Ericson Gösta	Hagconsult
	Eriksson Leif	SGU
	Eriksson Ove	Yrkesinspektionen
	Eriksson Åke	BPA Bygg Södra
F	Fagerström Hans	VBB
	Finkel Menachem	BeFo
	Fjellström Per	VIAK
	Flodin Tommy	Stockholm Energi
	Forsgren Paul	STU
	Forsman Bo	Tekniska Högskolan i Luleå
	Fossgaard Ragnar	VBB
	Franzén Tomas	BeFo
	Fredriksson Anders	ADG Grundteknik
	Fruenerie Lars	NCC Bygg

G	Glamheden Rune Gottfriedz Hans Granlund Nils Granstrand Nils Groth Tommy Gustafson Gunnar Gustafsson Hans Gustafsson Lennart	Kraftbyggarna Byggnadsteknik K-Konsult Hagconsult Energiverket i Göteborg ADG Grundteknik VIAK Arbeterskyddsstyrelsen Vattenfall
H	Haapanen Reino Hakami Eva Hall Bo Halonen Olli Halvarsson Sigfrid Hamberger Ulrika Hammar Folke Hansen Lars Hansen-Haug Jauni Hansson Kurt Hanson Tor Hartwig Sverker Hedlund Bo Hedman Tommy Heiner Anders Helfrich Hans Hellgren Kurt Hiltscher Rudolf Hjärte Dahl Sven-Åke Holdar Bengt Holmberg Mats Holmgren Fredrik Holmgren Jonas Hultman Rolf Holtz Thomas Håkansson Ulf Häglund Berth Hässler Lars Hättestrand Bo	Vattenfall Tekniska Högskolan i Luleå STU VTT/Geotekn lab Vattenfall Sydkraft Vattenfall Trias Geologi LKAB Skanska Skanska Atlas Copco MCT Vattenfall SKB VBB Sv Kraftbyggarna Entreprenad Yxhult Mineral SGU K T H/Jord- och bergmekanik Sv Kraftbyggarna Entreprenad K T H/Byggnadsstatik VBB VBB K T H/Jord- och bergmekanik Kraftbyggarna Byggnadsteknik K T H/Jord- och bergmekanik VBB
I	Ingevald Kjell Ismael Eddy Israelsson Jan	Vattenfall Gatukontoret Göteborg LKAB
J	Jacobsen Olav Jansson Anders Jansson Bengt Jansson Jan-Erik Jazayeri Mahmood Reza Jernberg Lars Johansson Bengt Erik Johansson Gösta H E Johansson Leif Johansson Moje Johnsson Bo Jonsson Olle Juhlin Christopher Jäderblom Göran Jönsson Arthur	Direktoratet f Brann og Explosionsvern Skanska Stabilator VBB Stockholms Gatukontor FortF ABEM AIB Anläggningsteknik Vägverket VAB Sv Byggnadsarbetareförbundet Jonpress Vattenfall VBB VBB
K	Carlsson Anders Carlsson Bernt Carlsson Bo Carlsson Dick Carlsson Lennart Carlson Ragnar Kautsky Fritz Keisu Mats Kenne Arne Kivipuro Markku Knape Peder Krauland Norbert Käreby Björn Kämppe Armas Kärman Helga	Kraftbyggarna Byggnadsteknik Yrkesinspektionen NCC Väst Hagconsult Bergsäker Konsult Nitro Consult Statens Kärnkraftinspektion Boliden Mineral NCC Oy Tampella Ab Tamrock Trias Geologi Boliden Mineral Atlas Copco MCT Helsingfors Stad STU
L	Lappalainen Pekka Larsson Harry Leijon Bengt Leinonen Jukka Liedes-Jauhainen Outi-Maria Lind Bertil	Outokumpu Vattenfall SGAB Jord och Vatten IPT Insinööri-toimisto Pohjatutkimus Oy Vattenfall

	Lindberg Bert	Sv Kraftbyggarna Entreprenad
	Lindblom Ulf	C T H/Geoteknik
	Linde L-E	Vattenfall
	Linde Sven	Swenor Consulting
	Lindholm Fred	Vattenfall
	Lindström Erik	Vattenfall
	Lindström Lars	Vattenfall
	Lindström Marianne	BERGAB
	Lintu Yrjö	Golder Geosystem
	Ljunggren Christer	Tekniska Högskolan i Luleå
	Lundström Lars	Hagconsult
	Lyberg Arthur	Vattenfall
M	Magnusson Ingemar	Nitro Nobel
	Makurat Axel	NGI
	Malmberg Bo	Cembygg
	Manell Göran	NCC Väst
	Marklund Bengt	Norra bergmästardistriktet
	Marklund Per-Ivar	Boliden Mineral
	Martna Jüri	Vattenfall
	Matikainen Raimo	Tekniska Högskolan i Helsingfors
	van Meer Peter	Stabilator
	Melbye Tom	Rescon
	Mellgren Karl-Erik	Aker Entreprenör A/S
	Midtun Ernst	Mineconsult
	Morfeltdt Carl-Olof	Mineconsult
	Morfeltdt Daniel	Vattenfall
	Muregård Tore	N T H/Anleggsdrift
	Myrvold Karsten	Tekniska Högskolan i Luleå
	Månsson Anders	Vattenfall
	Mårtensson Gustav	Atlas Copco MCT
	Mäki Kenneth	
N	Nicolson Bengt	Hagconsult
	Nilsson Bernt	Bergsäker Konsult
	Nilsson Birger	Sv Kraftbyggarna Entreprenad
	Nilsson Göran	Vieille Montagne
	Nilsson Jan	SGAB
	Nilsson Lars Olov	Kraftbyggarna Mellansverige
	Nilsson Roy	AIB/Vattenfall
	Nord Gunnar	Skanska
	Nordlund Erling	Tekniska Högskolan i Luleå
	Nordlund Lennart	Telge Energi AB
	Nordmark Annica	BeFo
	Nordmark Gösta	Yrkesinspektionen
	Norén Anders	Ternova Grundteknik
	Norlander Nils	FortF
	Normann Jensen Jens	Aker Entreprenör A/S
O	Olofsson Bo	K T H/Kulturteknik
	Olsson Bernt	Stabilator
	Olsson Pär	Skanska
	Olsson Sten	Vattenfall
	Olsson Tommy	Golder Geosystem
	Ottosson Lennart	Bergsprängningskommittén
	Ouchterlony Finn	SveDeFo
P	Paavola Pertti	Insinööritoimisto Kallioteknikka
	Palat Jiri	VBB
	Paulsson Sven-Erik	VBB
	Paus Ole W	J&W
	Pedersen Gunnar	Aker Entreprenör A/S
	Persson Bernhard	Vattenfall
	Persson Kennet	Skanska
	Persson Dan	FortF
	Persson Lars	ADG Grundteknik
	Pettersson Gunnar	GP Consulting
	Pihl Björn	TYRENS
	Pusch Roland	Clay Technology
R	Rehbinder Göran	Vattenfall
	Ribrant Gunnar	SGAB
	Riekkola Reijo	Saario & Riekkola
	Roinisto Jarmo	Kalliosuunnittelu Oy Rockplan Ltd
	Rosengren Lars	Itasca Geomekanik
	Rudolph Gert	VIK
	Rybäck Karin	Hagconsult
	Rörvik Karsten	Aker Entreprenör A/S
	Röshoff Kennert	BEMEK Geomek Instrument

S	Sagefors Ivar Sahlberg Olof Sahlin Katarina Salonen Antti Sammalisto Johanni Sandell Nils-Olof Sandstedt Håkan Sandström Staffan Scherman Karl-Arthur Scherman Sören Schmidt Carl Arne Schunnesson Håkan Schütz Gunnar Segerlind Anders Sellberg Björn Selldén Håkan Siira Olavi Sikorski Janusz Sjöberg Conny Sjöborg Karl-Åke Sjögren Ville Sjökvist Kurt Sjöström Örjan Skjeggedal Thor Sparrman Bertil Steen Bengt Stephansson Ove Stillborg Bengt Stille Håkan Strandberg Margit Strindell Lars Strömberg Bertil Strömberg Uno Sturk Robert Sundell B-O Sundholm Seija Sundqvist Hans-Åke Suominen Veli Svensson J-E Särkkä Pekka Söder Per-Erik	Rock Cavern Innovation Kjessler & Mannerstråle Stockholm Energi Parkatti & Salonen Oy Uniplan Sandvik Rock Tools BESAB Vattenfall Boliden Mineral Statens Kärnkraftnämnd VBB Tekniska Högskolan i Luleå Kraftbyggarna Mellansverige Vattenfall Bygghörskningsrådet LKAB Boliden Mineral Stockholm Energi Nitro Consult Vattenfall Svenska Gruvföreningen Bygghörskningsrådet Rock Team Aker Entreprenör A/S Stabilator Tidningen Bygghörsknings Tekniska Högskolan i Luleå SKB K T H/Skanska Svenska Gruvföreningen Vattenfall VBB Stabilator Skanska Kraftbyggarna Bygghörsknings Tekniska Högskolan i Helsingfors FortF Geologiska forskningscentralen Vattenfall Neste AB Naturalgas Hagconsult
T	Taube Arvid Tegner Nils Tengborg Per Tenne Mats Tham Gustav Thorsager Peder Thorshag Hans Thunberg Arne Tjärnlund Rolf Toolanen Bengt Torsteinsrud Kjell	Boliden Mineral Sydkraft TYRENS SwedPower Petro Bloc Boliden Contech Kraftbyggarna Boliden Mineral Sv Kraftbyggarna Entreprenad Banverket
V-W	Wadman Peder Wallroth Thomas Wehmhörner Gert Welander Bertil Westerlund Håkan Wichmann Curt Widh Esko Widing Svante Wien Dag Tore Wiking Torsten Wikström Ola Windelhed Kjell Voxby Curt Wängenberg Curt Wänstedt Stefan Väätäinen Anne	Arbetskyddsstyrelsen C T H/Geologi Stockholms Gatukontor NCC Väst TYRENS Suomen Malmi Oy Aker Entreprenör A/S VBB Stockholm Energi Hagconsult Vattenfall Gidekraft Tekniska Högskolan i Luleå VTT/Geotekn lab
Z	Zackrisson Peter	ADG Grundteknik
Å	Åikäs Kari	Saario & Riekkola
Ö	Öhman Ivar Öqvist Jan Östfjord Stig	TYRENS Tekniska Högskolan i Luleå Stabilator