

BeFo

Bergmekanikdag 1984

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 26 JANUARI 1984**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm January 26 1984**

Redigerad av Menachem Finkel

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1984**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

INLEDNINGSANFÖRANDE	<u>sid</u>
Forskn dir civ ing Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm	1
BERGBULTNING	7
Inledare bergsing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden	
<u>Bultförstärkning av hård blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält - Kirunaförsöket</u>	11
Forskn ing Folke Björnfot och prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå	
<u>Bultning i svagt berg</u>	35
Tekn dr Håkan Stille, Inst för jord- och bergmekanik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm	
<u>Diskussion</u>	45
Inlägg av Sten G A Bergman, Jonas Holmgren, Sten Bjurström, Agne Rustan, Ove Stephansson, Heinz Thurner	
<u>Bergbultars skjuvhållfasthet - teorier och skjuvförsök</u>	49
Forskn ing Bengt Ludvig, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå	
<u>Cementingjutning av bult i sprucket berg - modellförsök</u>	61
Avd dir Jüri Martna och civ ing Anders Halvarsson, Statens Vattenfallsverk	
<u>Kabelbultning i Fabianmalmen</u>	81
Bergsing Håkan Selldén, LKAB, Malmberget	

	<u>sid</u>
<u>Diskussion</u>	95
Inlägg av Sten Elfman, Bengt Ludvig, Sten Bjurström, Sten G A Bergman, Norbert Krauland, Ove Stephansson, Håkan Selldén	
KONTROLL OCH UNDERHÅLL AV BERGANLÄGGNINGAR	99
Inledare tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund	
<u>Brott och skador på spända bergförankringar i Grundfors kraftstation</u>	103
Avd dir Georg Jurell, Statens Vattenfallsverk	
<u>Kontroll av bergbultar i Bolmentunneln med Boltometer</u>	115
Bergsing Kjell Windelhed, Hagconsult AB, Lidingö	
<u>Underhåll av bergrum och tunnlar</u>	121
• <u>Förstudier av underhållsrutiner</u>	121
Bergsing Ivar Öhman, TYRÉNS, Stockholm	
• <u>Program för underhåll - exempel från Stockholm</u>	131
Geolog Mats Tenne, TYRÉNS, Stockholm	
<u>Frostisolering av trafiktunnlar</u>	147
Övering Erik Sandegren, SJ Huvudkontor, Geoteknik och Ingenjörgeologi, Stockholm	
<u>Diskussion</u>	159
Inlägg av Sten G A Bergman, Norbert Krauland, Georg Jurell, Gunnar Petterson, Rasa Benedik, Heinz Thurner, Kjell Windelhed, Tomas Franzén, Stig Johansson, Jüri Martna, Ivar Öhman, Göran Bäckblom, Mats Tenne, Håkan Thoren, Curt Wichman, Erik Sandegren	
BYGGANDE OCH UPPFÖLJNING	169
<u>Uppmätta berggrörelser och spänningar jämförda med FEM- beräkningar vid pågående utbyggnad av Messaure kraftstation</u>	171
Civ ing Mogens Jenssen och civ ing Sten Palmer, Statens Vattenfallsverk	

<u>Kan man förutsäga vatteninläckning i en berganläggning med hjälp av elektriska mätmetoder? Exempel från Bolmen-tunneln</u>	185
Statsgeofysiker Leif Eriksson, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala, fil dr Roy Stanfors, Lunds Universitet och lektor Kurt Klitten, Danmarks Tekn Högskole	
<u>Tunneldrivning genom Singölinjen</u>	197
Docent Anders Carlsson, Statens Vattenfallsverk och docent Tommy Olsson, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala	
<u>Diskussion</u>	207
Inlägg av Tomas Franzén, Anders Carlsson, Ove Stephansson, Leif Eriksson, Sten Palmer, Håkan Stille, Mogens Jensen	
NYHETER	
<u>Superdjupa borrhål - en väg till ökad kunskap inom geovetenskapen?</u>	211
Civ ing Per-Olov Karlsson, Statens Vattenfallsverk	
<u>Tunnel Store - lagringsanläggning för stora volymer i berg</u>	229
Bergsing Per-Anders Daerga och prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå samt ing Ivar Sagefors, WP-System AB, Stockholm	
AVSLUTNING	245
Forskn dir Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm	

INLEDNINGSANFÖRANDE BERGMEKANIKDAGEN 1984

Tomas Franzén, Forskningsdirektör

Att göra en heltäckande redogörelse för vad som sig tilldragit under året i riket och utomlands på bergmekanikfronten är naturligtvis en omöjlig uppgift. Jag hoppas dock kunna ge några glimtar från vad som pågår på olika håll och i första hand ur BeFos synvinkel.

Under året har vår tidigare kapten på BeFo-skutan lämnat oss för att segla andra fartyg. Flertalet av er känner till att Sten Bjurström har tagit över rodret på Sigyn och andra viktiga organ för landets kärnbränsleförsörjning. Den s k försörjningen har till stor del kommit att bli en fråga om att bli kvitt bränslet sedan det väl gjort tjänst, och där har berget en given roll. Var vi än står i kärnkraftsdikussionen bör vi alltså i den här kretsen kunna känna en tillfredsställelse i att vi fått en bergmekaniker och forskare som chef för SKBF (Svensk Kärnbränsleförsörjning AB). Jag har uppfattat att Sten redan känner sig väl hemma i sitt nya värv, men trots det tycker jag mig förstå att han har en stor del av hjärtat kvar hos oss "bergfolk" och att vi kommer att ha glädje av hans breda erfarenhet även framgent.

Så några kommentarer till det "bergmekaniska världsläget" och BeFos pågående och planerade verksamhet. Marknadsläget för vår bransch är fortfarande tämligen dystert och frågan är vart vi är på väg. Det kan ligga nära till hands att försöka haka på några av de allmänna konjunkturbedömningar som nyligen gjorts i samband med budgetpropositionen och tillfoga några spekulationer kring gruvindustrin och bergbyggnad. Budskapen är emellertid ingalunda entydiga och vår bransch har till stor del en sådan karaktär, att konjunkturerffekter gör sig gällande först med en ganska lång eftersläpning. Mera intressant skulle det vara att få ta del av konkreta sammanställningar över utbrutna volymer, upphandlade arbeten osv. Sådana uppgifter är svåra att få fram, men vi hyser visst hopp om att man inom bergsprängningskommittén skall återuppta den uppföljnings- och prognosverksamhet som man tidigare haft och som är till stor nytta för oss alla. I dag får vi nöja oss med ett enklare underlag och jag skall bara ge några korta kommentarer till delar av vårt verksamhetsfält.

Försiktigt formulerat vågar jag påstå att gruvföretagens situation har ljusnat något. På järnmalmssidan väntar vi oss ett positivt resultat hos LKAB efter ett antal år av förluster. Det är delvis en följd av den i det här sammanhanget gynnsamma dollarkursen men också av en betydande rekonstruktion av företaget.

Den intensiva prospekteringsverksamheten har givit viss utdelning och man undersöker nu ett antal fyndigheter. Om de kommer att visa sig brytvärda återstår att se. Miljökraven är stränga, och det kan krävas en betydande teknikutveckling, både vad gäller brytningsmetoder och insatser för att klara avfallsfrågorna.

Som exempel på vad vi gör inom BeFo med anknytning till gruvsidan kan man nämna våra insatser för grovhålsbrytning i samarbete med Australien vid Forskningsgruvan ("AMIRA-projektet"). Kommande projekt rör bl a datorteknik i samband med brytningsplanering och systemstudier för brytning av smala malmer.

Konsulters och entreprenörers strävan att kompensera en vikande hemmamarknad med utlandsuppdrag är delvis framgångsrik. Utlandsverksamheten är dock ingalunda problemfri och konkurrensen har efter hand hårdnat betydligt. Finansieringsfrågor och försök att få garantier för betalning har visat sig vara stötestenar. Det har vi haft flera exempel på det senaste året: Cementgjuteriets arbeten i norra Peru står stilla. I Mrica i Indonesien kom man nätt och jämt i gång innan det blev stopp. Och vi känner alla till BPA:s problem i Algeriet, som nu emellertid tycks vara lösta. Trots att finansieringssidan kan vara helt avgörande och ofta överskugga teknikfrågan måste vi självklart fortsätta arbeta med ett gott tekniskt kunnande och kvalitet som grundläggande konkurrensmedel. Men det gäller också att sälja detta kvalitetsbegrepp, vilket kräver sin teknik. På det området är vi kanske inte alltid framgångsrika. Vi kanske borde etablera en särskild dag för marknadsföring, t ex av den "svenska metoden", till vilken jag då bl a räknar det sätt att hantera relationerna mellan beställare-kontrollant-entreprenör, som vi ofta berömmar oss av att behärska särskilt väl.

Med anknytning till detta måste jag slå ett slag för det omfattande arbete som lagts ned inom BeFo under ett par år inom projektet "Undermarksbyggande i svagt berg" och med mycken aktiv medverkan från flera av våra huvudmän. Vi har just publicerat fyra rapporter som utgör en ingående sammanställning av dagsläget på det här området. Det här är ett värde-

fullt material som bör vara till stor nytta inte bara i det direkta internationella arbetet utan också här hemma och inte minst i samband med fortbildning. I vårt nya forskningsprogram ingår ett antal teknik-orienterade projekt med inriktning mot det sedimentära och svaga berget och vi planerar också att ta upp kontrakts- och specifikationsfrågor.

På energisidan kan man konstatera att en period med statligt stöd till snart sagt alla tänkbara energianknutna projekt tycks närma sig sitt slut. Efter ett intensivt skede av utvärderingar kan vi inom de närmaste åren vänta oss eller hoppas på vissa vägval. Vad det kommer att föra med sig för bergbyggandet är dock i dag mycket svårt att sia om.

Inom Vattenfall och BeFo pågår som bekant det s k Avesta-projektet, där man nu, efter att ha fullföljt ett antal långa uppvärmningscykler, har sänkt nivån i lagret och inspekterat bergytorna, delvis med hjälp av dykare i det varma vattnet. Denna händelse har fått en glädjande stor uppmärksamhet i massmedia. Nu följer en period av snabbare temperatursvängningar och vid högre temperaturer, upp till 115 °C. Även hetvattenlagret i Uppsala, det s k Lyckebo-projektet, följs till vissa delar av BeFo. Några nya, större insatser på det här området är inte just nu förestående. Vi har tills vidare att avvakta resultat och utvärderingar.

Ett område som fått ökad aktualitet på senare år är som bekant den s k ROT-sektorn (Reparation-Ombyggnad-Tillbyggnad). Frågan om underhåll och reparationer av tunnlar och bergrum har också väckt starkt intresse från flera håll. Vårt BeFo-projekt på området har dock inte fått odelat stöd, vilket kanske kommer att framgå av diskussioner senare i dag.

Bland pågående projekt vill jag också nämna att den efterlängtrade ventilationshandboken är i korrekturskedet och tryckningen nära förestående.

Som avslutning på det här avsnittet vill jag visa figur 1, som är en översiktlig illustration av vårt programförslag för de kommande tre åren. Den är inte avsedd att vara läsbar och entydigt förståelig i alla detaljer, men visar schematiskt kopplingar och sammanhang mellan olika projekt och vilka behov och prioriteringar som varit vägledande. För övrigt hänvisar jag till den utdelade verksamhetsberättelsen där det står lite mer om det nya forskningsprogrammet.

De av er som är speciellt intresserade av sprängning och detonik har deltagit i bergsprängningskommitténs möte och hört presentationen av pågående och planerad forskning vid SveDeFo. Jag går därför inte närmare in på det nu, men kan nämna att SveDeFo svarat för en av rapportdelarna i BeFo-projektet "Undermarksbyggande i svagt berg", den som handlar om bergguttag. För övrigt är SveDeFo aktivt engagerade i AMIRA-projektet, som bedrivs i "Forskningsgruvan i Luossavaara".

Därmed är vi inne på nästa stiftelse. Den s k "Forskningsgruvan" drivs av Forskningsstiftelsen Svensk Gruvteknik, där man i första hand studerar storskalig brytning med grovhålsteknik. Man är inne på sitt näst sista år enligt den ursprungliga planen. En särskild översyn av programmet har gjorts eftersom LKAB inte anser sig kunna köpa den producerade malmen enligt ursprungligt kontrakt. Därmed krävs ytterligare statliga medel för att man skall kunna fullfölja forskningsprogrammet. Formen för detta har man dock ännu inte beslutat om.

Bland utvecklingsinsatser vid forskningsgruvan kan man nämna det borraringsaggregat som borrar med torrborrning under jord med en särskild avskiljare. Ur kaxströmmen tar man med jämna mellanrum prov för analys av mineralinnehållet och kan på så sätt styra sprängningen och minska mängden gråberg.

Från högskoleforskningen tänker jag helt kort i tabellform redovisa några viktigare forskningsområden:

Luleå - avdelningen för bergteknik

- Mekanisk bergfragmentering (fullborrning)
- Grovhålsbrytning
- Kontinuerlig lastning och transport
- Arbetsmiljö (Avgaser, ventilation).

Luleå - avdelningen för bergmekanik

- Bergbultning
- Bergartsdeformationer
- Bergspänningar
- Hydraulisk uppspräckning.

Under året har man haft två disputationer:

Sun Zongqi - Sprickors egenskaper och brottmekanik,
 Torgny Borg - Brottutveckling i gruvor med FEM-analys.

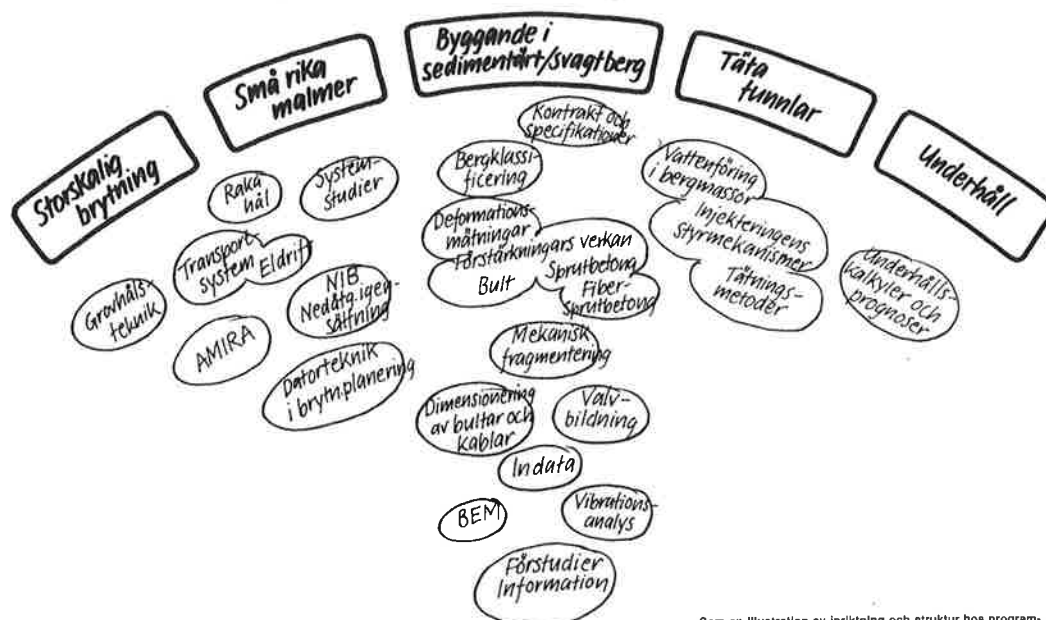
KTH - Institutionen för jord- och bergmekanik

- Valvbildning
- Injektering
- Statistiska metoder inom bergmekaniken (förundersökningar).

1983 har - som alla år - bjudit på ett stort antal intressanta konferenser, några av speciellt intresse, t ex den bergmekaniska kongressen i Melbourne i april, till vilken Sverige bidrog med ett tiotal föredrag. Liksom efter den förra världskongressen i Montreux 1979 kommer vi att ge ut de svenska föredragen i form av en BeFo-rapport.

Vid kongressen utsågs ny president för ISRM, professor Edward Brown vid Imperial College i London. Hans mandatperiod är fram till nästa kongress som blir i Kanada 1987. Vid kongresserna utser man också vicepresidenter för olika världsdelar och för Europa valdes Sten Bjurström.

Även i Sverige har det konfererats i år. Inte mindre än tre internationella möten har avhållits, nämligen "Mining with backfill" och "Rock fragmentation by blasting", båda i Luleå, samt "Rock bolting" i Abisko. Samtliga möten har varit väl besökta och uppmärksammade internationellt.



Som en illustration av inriktning och struktur hos programmet har de olika projektförslagen lagts in i en schematisk figur, som i grova drag visar projektens plats i relation till uttryckta övergripande intresseområden.

BERGBULTNING

BERGBULTNING

Bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden Mineral AB

Jag vill tacka för inbjudan att leda första delen av bergmekanikdagen i dag. Hela förmiddagen av årets bergmekanikdag är ägnad åt bergförstärkning genom bergbultning. Bergförstärkning innebär, som alla vet, att man försöker kompensera brister i bergets bärförmåga att motstå rådande belastningar genom att placera ett, vanligtvis tämligen begränsat, antal bultar i berget som omger bergrummet, på ett sådant finurligt sätt att man uppnår stabilitet. Karakteristiskt för bergbultningen är

- att de krafter som vi påför berget genom bultarna är mycket små i förhållande till befintliga krafter och spänningar i berget
- att bara osäkerheten i vår kunskap om rådande belastningar och om hållfastheten hos berget är normalt större än de krafter som bultarna påför berget
- att bergbultning trots detta förvånansvärt ofta är en framgångsrik stabiliseringsmetod, men tyvärr inte alltid.

Bergbultning ställer således stora krav på vårt ingenjörskunnande både vad gäller insikt om bultars funktionssätt och kvantitativ dimensionering av bultning. Vi kan också konstatera att det finns stora kunskapsbrister.

För att råda bot på denna situation hölls under 1983 ett internationellt bultsymposium i Abisko under september. Där samlades ca 80 deltagare från hela världen, 52 forskningsbidrag presenterades. Problemen kring bergbultning penetrerades dessutom i gruppdiskussioner.

Alla väsentliga aspekter av bergbultning täcktes in. Flera state of the art rapporter levererades från olika länder. Sten G A Bergman och Sten Bjurström presenterade svenska erfarenheter av bultning i hårt berg, Frankrikes rapport presenterad av Dejean, Piquet och Raffoux är av speciellt intresse: författarna sammanfattade kunnandet om bergbultning över ett mycket stort register av berg och belastningsförhållanden i överskådliga riktlinjer.

Kunskapsinhämning om bergbultars funktionssätt genom fältobservationer representerades väl av BeFo-projektet i Kiruna.

Teoriavsnittet behandlade egenskaperna hos berg inklusive sprickigt berg och av bergbultar samt samverkan mellan berget och bergbultarna. Gerrard från Australien presenterade ett nyckelföredrag om detta tema. Larsson & Olofsson från Högskolan i Luleå följde upp detta och presenterade en intressant modell som bygger på Gerrards modell av en sprickig bergmassa. Stilles föredrag behandlade en modell om olika bulttypers samverkan i plasticerat berg. Dessa teoretiska modeller ökar vår insikt i de kvalitativa sambanden och kan på sikt leda till kvantitativa dimensioneringsmodeller för bergbultning. Olika bulttyper presenterades, som t ex Swellex och Splitset som moderna bulttyper. Bengt Ludvig undersökte olika bulttypers egenskaper under skjuvbelastning. Detta bidrag kommer i dag att presenteras mer ingående. Ett särskilt avsnitt ägnades kabelbultning där man presenterade viktiga erfarenheter från Australien och Finland. Bidraget från Australien fann jag personligen som särskilt intressant. Man presenterade där nämligen för ovanlighetens skull inte bara framgångar utan även misslyckanden och problem. Man anvisade också vägar hur man tänker lösa dessa problem.

Sammanfattningsvis kan jag säga att Abiskomötet gav en god inblick i dagens praxis och kunskapsläge men även i utvecklingstrender inom högskole- och industriforskning.

Dagens fem föredrag om bergbultning kommer också att täcka ett stort spektrum av aspekter. Det första föredraget "Bultförstärkning av en blockig bergmassa" behandlar kunskapsinhämtning om bultars funktions-sätt genom fältobservationer. Det kommer att presenteras av Ove Stephansson och Folke Björnfot, forskningsingenjör från Högskolan i Luleå.

BULTFÖRSTÄRKNING AV HÅRD BLOCKIG BERGMASSA I ETT FÖRÄNDERLIGT SPÄNNINGSFÄLT - KIRUNAFÖRSÖKET

Rock bolt support in hard rock at variable stress field

Folke Björnfot och Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå

1 INLEDNING

Under huvudmannaskap av Stiftelsen för Bergteknisk Forskning (BeFo), Stockholm, har avdelningen för bergmekanik vid Högskolan i Luleå i samarbete med LKAB, Kiruna, genomfört detta projekt. Projektet initierades 1978 av BeFo och inleddes samma år med en förstudie, som omfattade litteraturstudie, problemanalys och en studieresa.

Högskolan i Luleå har på uppdrag av BeFo, i ett tidigare projekt, utvecklat en mätbult som ersätter en helingjuten slak kamjärnsbult av traditionell typ. Detta utvecklingsarbete pågick mellan åren 1975 och 1977 och avrapporterades av Rustan m fl (1977).

Efter formuleringen av en förväntningsmodell genomfördes projektaktiviteterna enligt följande schema:

Planering, rekognosering av försöksplats,	1979
Planering av mätprogram,	feb-juni 1980
Installation i fält,	april-sept 1980
Mätning och registrering,	maj 1980-mars 1982
Utvärdering,	jan 1982-jan 1983
Analys och rapportering	feb 1983-jan 1984

En referensgrupp bildades 1979. Under projektets gång har följande personer tillhört referensgruppen:

- Dr Sten Bjurström, BeFo, Stockholm (Ordf) 1979-1983
- Doc Heinz Thurner, Geodynamik AB, Stockholm 1979-1984 (Ordf 1983-1984)
- Bergsing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden 1979-1984
- Civ ing Ragnar Schach, Fjellsprengningskontoret, Oslo 1979-1984
- Bergsing Imre Hansagi, LKAB, Stockholm 1979-1980
- Bergsing Hans Gustavsson, LKAB, Kiruna 1980-1981
- Bergsing Anders Holmstedt, LKAB, Kiruna 1982-1984
- Ing Taisto Paganus, LKAB, Kiruna 1982-1984
- Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo, Stockholm 1983-1984

I projektarbetet på Högskolan i Luleå har deltagit; avd för bergmekanik, centrala verkstan, elektronikverkstan, datacentralen och avd för hållfasthetslära. Personal från LKAB i Kiruna har bistått vid installation av mätinstrument, mätningar och geologisk kartering på försöksplatsen. VIAK i Falun har utfört strukturkartering med hjälp av stereofototeknik.

Resultatet av projektarbetet presenteras i 6 delrapporter och en engelsk sammanfattning med följande rubriker:

- I Förstudie till projektet bergbultsystems funktionssätt
- II Bakgrund, forskningsprogram och försöksplats
- III Instrumentering och mätprogram
- IV Resultat från fältmätningar
- V FEM-analys av försöksområdets spänningar och deformationer
- VI Analys och utvärdering
- VII Field testing of grouted rock bolts in hard rock during underground mining, BeFo-rapport.

2 FÖRSÖKSPLATSEN

Målsättningen med projektet var att studera bergbultars verkningsätt i en blockig bergmassa. För att säkerställa bultarnas belastning valdes en försöksplats i en gruva där spänningsfältets förändring leder till deformationer i bergmassan runt ortöppningen. Brytningen av malmen orsakar ändringar i det regionala spänningsfältet, vilket illustreras i Fig 1.

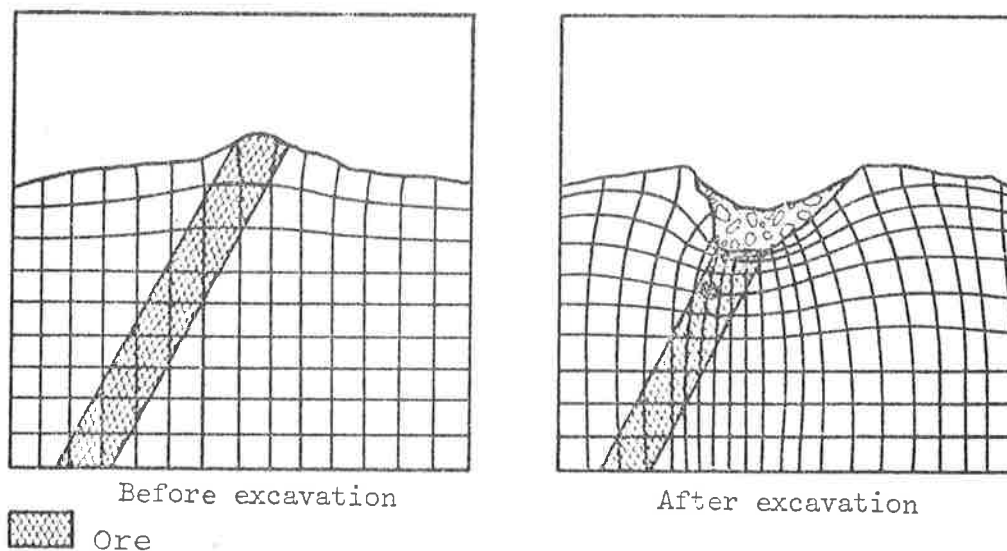


Fig 1 Principskiss för huvudspänningar i planet före och efter gruvbrytning.

Principal sketch showing streamline analogy for principal stress trajectories before and after the mining excavation.

Efter omfattande rekognoseringar hittades en lämplig försöksplats i LKAB:s Kiirunavaaragruva. Försöksplatsen uppfyllde kraven på

lämplig bergkvalité, ingen tidigare förstärkning och tillgänglighet för mätning och observation i minst 1.5 år. I Fig 2 visas försöksplatsens läge i en fältort i liggväggen på nivå 514 m (ca 285 m under marknivån) i Kiirunavaara.

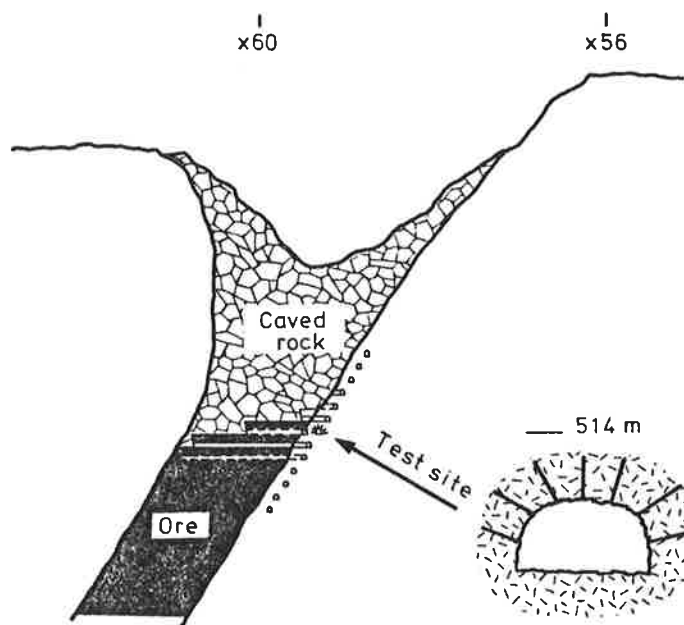


Fig 2 Försöksplatsens läge i Kiirunavaaragruvan. Vertikalsnitt.
Location of the test site in the Kiirunavaara mine.
Vertical section.

2.1 Brytningsmetod

Den helt dominerande brytningsmetoden i Kiirunavaara är skivrasbrytning. Brytningen pågår på flera nivåer genom sprängning och utlastning av malm från ett system av tvärorter, se Fig 2. Ofyndigt berg från hängväggen bryts sönder och fyller ut utrymmet ovanför malmen allteftersom brytning sker mot djupet. Rasberget överför inga spänningar mellan liggväggen och hängväggen och därför koncentreras spänningarna till malm och sidoberg på brytningsnivåerna.

Skivrasbrytningen i försöksområdet har dokumenterats och indelats i fem brytningssteg enligt Fig 3. Indelningen i brytningssteg har gjorts med stöd av resultat från uppmätta spänningsändringar i försöksorten. Denna indelning i brytningssteg har använts vid FEM-analysen.

2.2 Geologi

Strukturgeologin är viktig för bestämning av bergmassans material-egenskaper. Den geologiska dokumentationen omfattar en beskrivning av bergartstyper och malmens uppbyggnad samt en omfattande beskrivning av bergmassans strukturgeologi i försöksområdet.

Försöksplatsens bergarter utgörs av röd till rödgrå, tät syenitporfyr, med rester av röd mandelstensporfyr. Försöksortens strukturer domineras av två sprickgrupper. Den nära öst-västliga sprick-

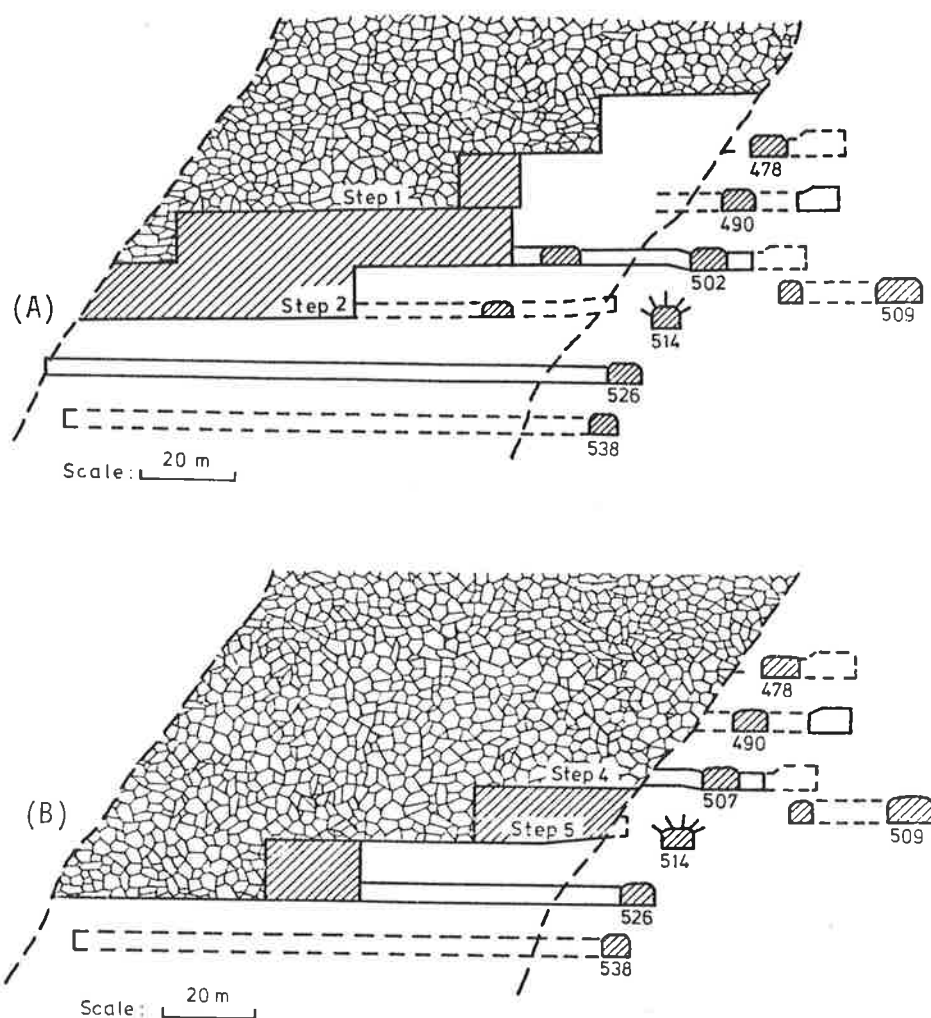


Fig 3 Skivrasbrytningen i försöksområdet har indelats i 5 brytningssteg för FEM-analysen. A), steg 1 och 2 under tiden 1/6 1980 - 15/2 1981, B), steg 4 och 5 under tiden 1/9 1981 - 1/3 1982.

Mining sequences (steps) simulated in the finite element analysis. A), steps 1 and 2 for the time period 1/6 1980 - 15/2 1981, B), steps 4 and 5 for the time period 1/9 1981 - 1/3 1982.

gruppen I, som stryker nästan vinkelrätt mot ortens längdaxel och stupar ca 50° mot söder, är frekvent och uthållig. Den andra sprickgruppen stryker i N-E riktning och bildar en flack vinkel med ortens längdaxel och stupar mot N-W. För stabiliteten mycket betydelsefulla subhorisontella sprickor har registrerats i orttaket.

Med undantag av ett par K1-zoner (skivigt berg) är berget i försöksorten till övervägande delen storblockigt (> 60 cm kantlängd). Sprickfrekvensen i orten är i medeltal ca 1.5 sprickor per ortmeter. I försöksorten är det vanligt med kloritbeläggning på sprickplanen. Upp till 3 cm tjock sprickfyllnad har observerats lokalt.

I ett 3-dimensionellt blockdiagram och i en stereografisk projektion summeras försöksområdets sprickor, se Fig 4.

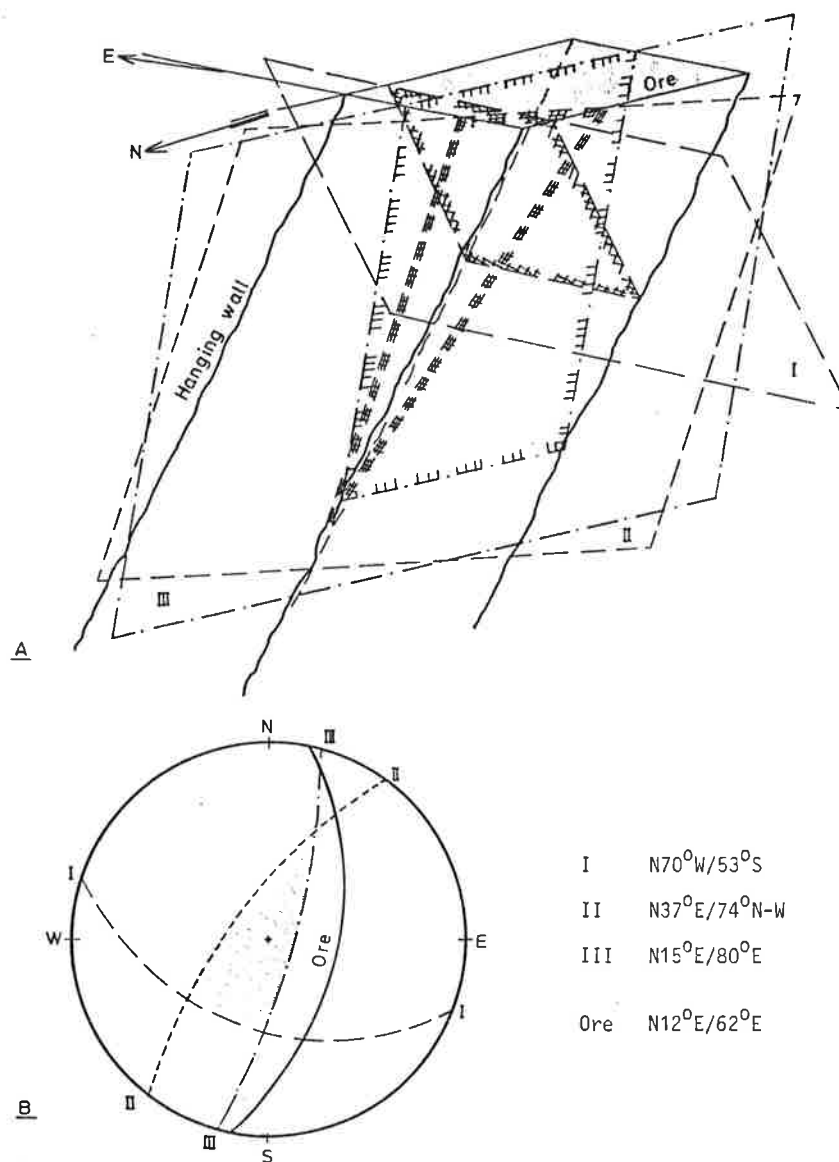


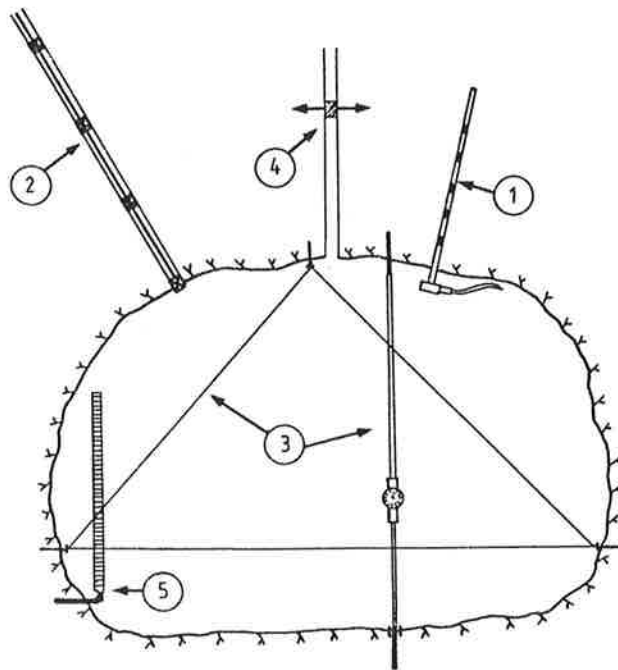
Fig 4 Sprickor i försöksområdet och dess omgivningar. A), tre-dimensionell åskådning av dominerande sprickgrupper som skär malmkroppen och liggväggen. B), storscirklarna som avgränsar en statistiskt bestämd blocktyp i försöksområdet (streckad).

3-D sketch and stereographic projection of the main joints in the test area.

3

MÄTPROGRAM

Den grundläggande målsättningen med projektet är att studera bergbultars förstärkningsverkan. Det har varit vägledande vid utformningen av mätprogrammet. Mätinsatserna koncentrerades till avancerade mätbultar med töjningsgivare, vilka kopplades till ett automatiskt datainsamlingssystem. För att fastställa den växelverkan som sker mellan bergbultar och omgivande bergmassa, utformades ett deformationsmätsystem för den bultade bergmassan. Spänningsändringar mättes i ett antal punkter i den omgivande bergmassan för att öka kunskapen om den förstärkta bergmassans reaktion. Skissen i Fig 5 illustrerar använda mätmetoder i försöket.



1. Instrumented bolt
2. Extensometer
3. Convergence measurements
4. Rock stress change measurement
5. Optical leveling

Fig 5 Principerna för olika mätmetoder som använts på försöksplatsen i Kiirunavaara.

Principles of measurement methods been used in the test site at Kiruna mine.

Antalet mätinstrument, mätsektioner och dubbar redovisas i Tabell 3.1. Den mest instrumenterade delen av försöksorten visas i Fig 6.

Tabell 3.1 Sammanställning av instrumenteringen på försöksplatsen.

Fig Nr	Mätmetod	Instrument	Antal
1	Instrumenterad bult	5 sektioner med töjningsgivare	20
(1)	Mekanisk mätbult	Rörbult	50
2	Deformationsmätning	Extensometer	20
3	Konvergensmätning	Distometer i 4 sektioner	16 dubbar
3	Konvergensmätning	Teleskopisk mätstång	29
4	Spänningsmätning	IRAD-givare	14
5	Avvägning	Mät-dubbar	17

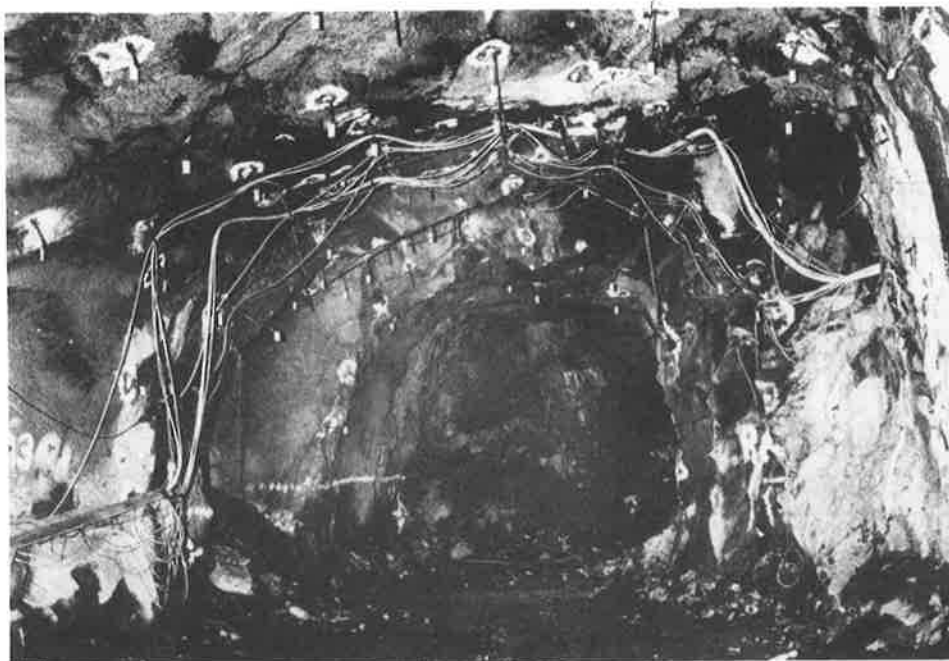


Fig 6 Fotografi som visar försöksorten i Kiirunavaara.

View of the test drift with instrumentation for the rock bolting project at Kiirunavaara mine.

3.1 Instrumenterade bergbultar

Konventionell bultförstärkning i gruvor och berganläggningar sker idag huvudsakligen med hjälp av helingjutna kamjärnsbultar, som till viss del förspänns eller ingjuts slaka. Till förebild för mätbultarna valdes en kamjärnsbult med 20 mm diameter och stål-kvalitet Ks 40.

Eftersom lasten längs bulten förväntades variera kraftigt måste mätningarna utföras punktvis i olika mättvärnsnitt längs bulten. För fältförsöket tillverkades 5 rörbultar med totalt 20 limmade töjningsgivare per bult. I Fig 7 visas den avancerade mätbulten med fyra diametralt placerade givare i varje mättvärnsnitt. Svetsbara töjningsgivare monterades på 15 av totalt 20 mätbultar. Mätbultarna med svetsbara töjningsgivare innehåller två diametralt placerade givare i varje mättvärnsnitt, men utformades i övrigt lika som mätbulten i Fig 7.

3.2 Övriga bergbultar

Förutom mätbultar med töjningsgivare installerades 50 enkla mätbultar, som medger registrering av axiell medeltöjning, i försöksorten. Dessa mätbultar kompletterar de avancerade mätbultarna så att man erhåller ett heltäckande bultsystem i försöksorten.

Den drygt 20 m långa försöksorten förstärktes genom systematisk bultning i ett ungefärligt kvadratisk mönster med 1.5 m mellan bultarna, se Fig 8. Mätbultarna installerades i de centrala delarna av försöksorten och kompletterades med Kirunabultar i de perifera delarna. Val av bulttäthet gjordes utifrån praktiska resonemang och erfarenhet av liknande stabilitetssituationer i gruvan. Beräk-

ning av dimensionerande last på bultar utfördes ej.

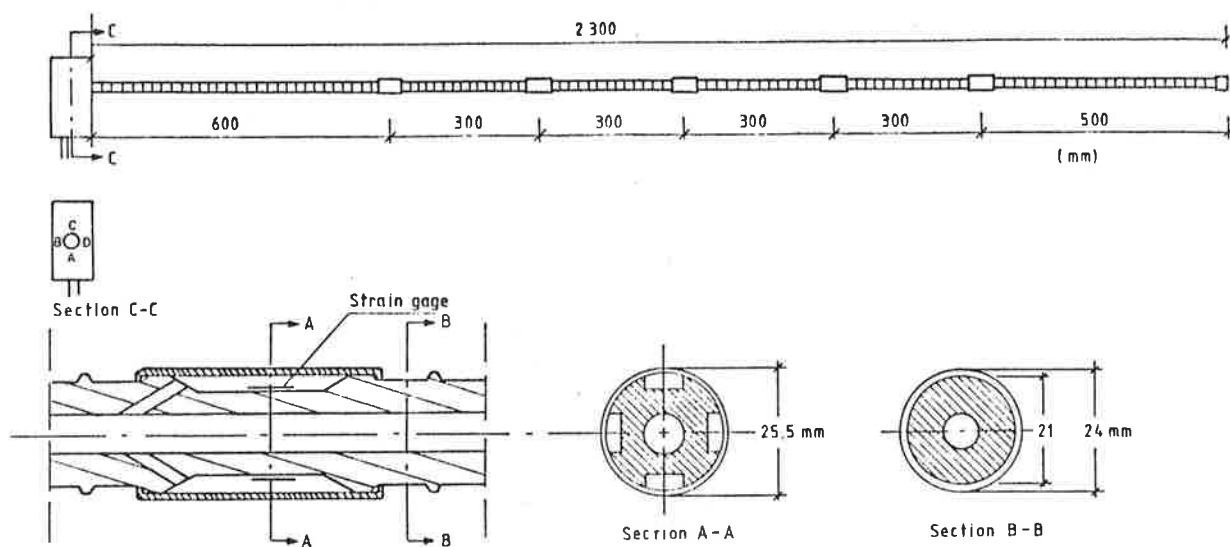


Fig 7 Rörbult med limmade töjningsgivare.
Instrumented bolt with bonded strain gauges.

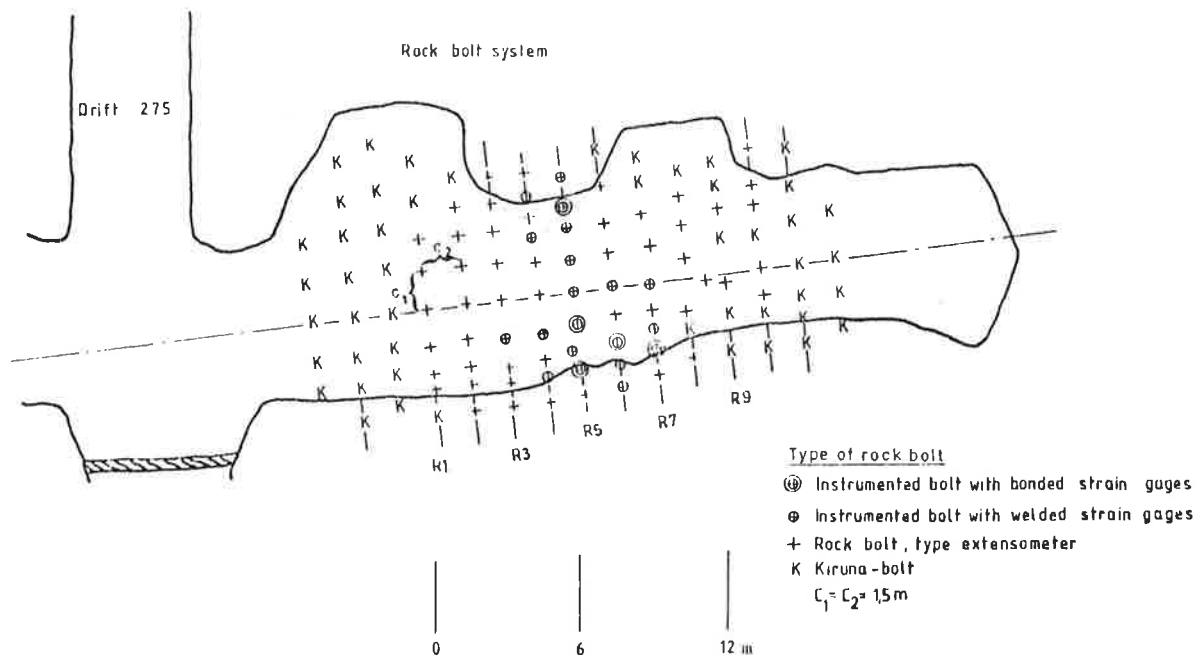


Fig 8 Mätbultars placering i försöksort.
Bolt pattern in the test area.

Beskrivning av övrig instrumentering och redovisning av resultat från fältmätningarna koncentreras till det mest instrumenterade ortavsnittet kring bultrad 5, se Fig 9. I denna bultrad monterades 8 avancerade mätbultar och en enkel mätbult (nr 509).

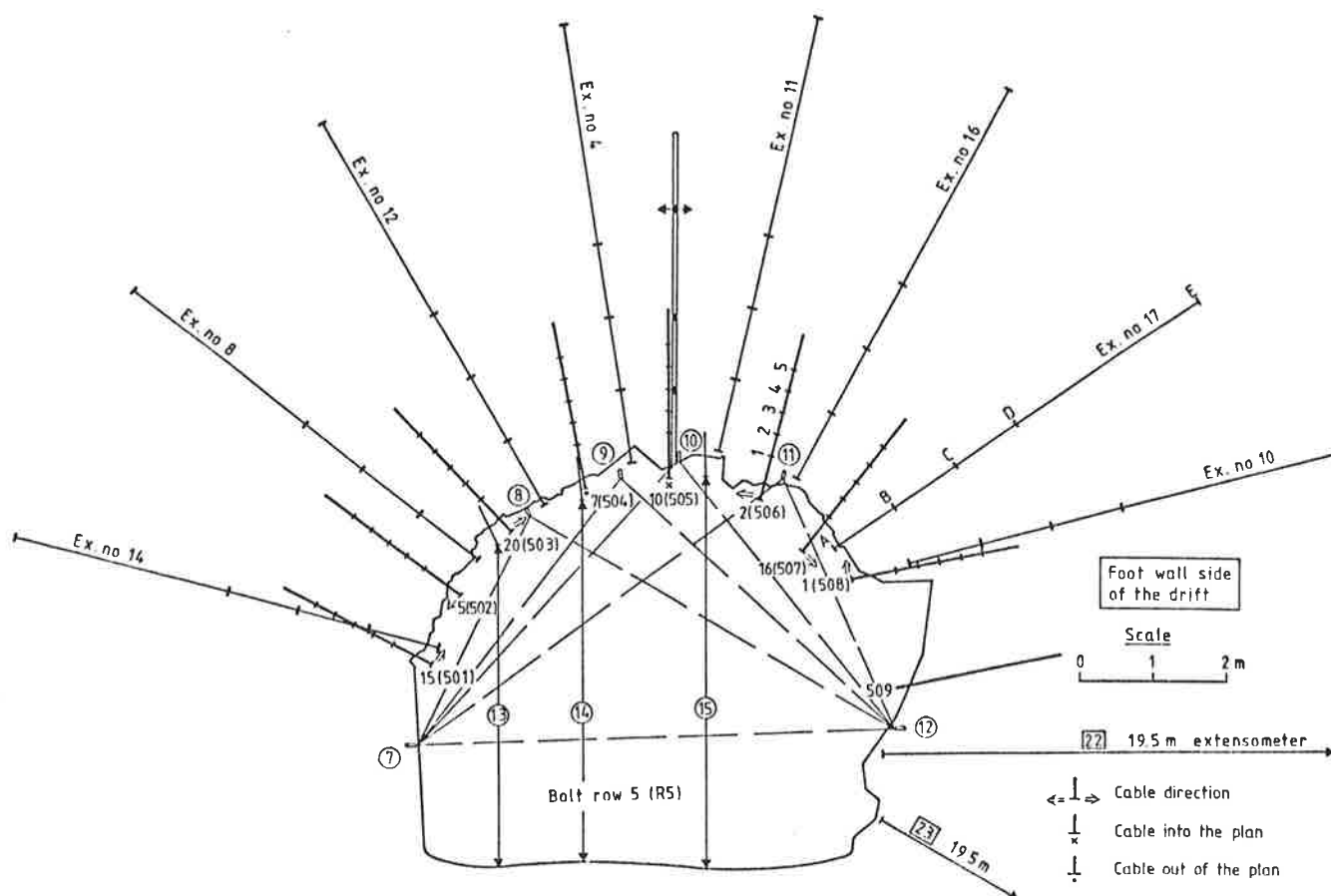


Fig 9 Tvärsektion som visar det mest instrumenterade ortavsnittet kring bultrad 5. Instrument för deformationsmätning har installerats mellan bultraderna 4 och 5 (ca 0.75 m från mätbultarna).

Cross section of test drift at bolt row 5 (R5) with instrumented rock bolts 15(501) - 1(508). Convergence measurement stations 7-15 and the four-anchor extensometers are located 0.75 m from the cross section, between row R4 and R5. Long extensometers are mounted between row R5 and R6 and the stress sensors at row R4-R5.

3.3 Registreringssystem

De avancerade mätbultarna med töjningsgivare kopplades till ett automatiskt datainsamlingssystem, som består av datalogg och tre reläscannrar på vardera 100 kanaler. För att skydda det känsliga datainsamlingssystemet, placerades mätutrustningen i en kur på nivå 509 m, se Fig 10.

Med dataloggen utfördes mätningar på 267 kanaler två gånger per dygn under ca 20 månader. Totalt insamlades ungefär 320 000 mätvärden under försökstiden. Den insamlade datamängden utvärderades så att bulttöjningen redovisas för var 5:e dag.

3.4 Instrument för mätning av deformationer och spänningar

För mätning av bergmassans deformationer kring orten valdes stång-extensometrar med 1 m, 2 m, 3 m och 6 m långa stänger. Mellan

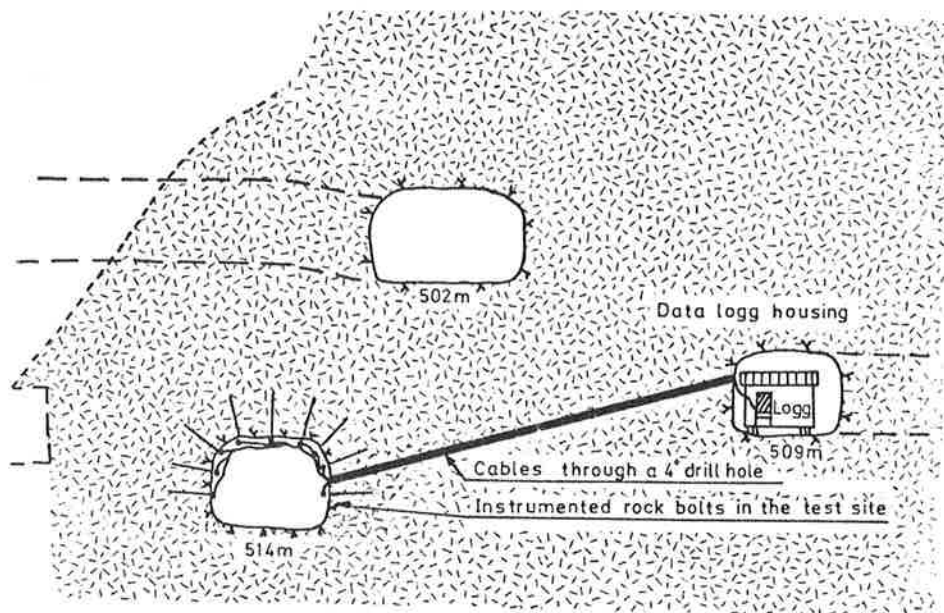


Fig 10 Datainsamlingssystem i Kiirunavaara. Mätkablar från mätbultar till datalogg genom ett ca 20 m långt borrhål.

Cables from instrumented rock bolts to the data logg system through a 4" drill hole.

bultrad 4 och 5 installerades 8 st 4-punkts extensometrar enligt Fig 9. Dessutom har tre enkla extensometrar, med ett ankare i hålbotten, monterats i 19.5 m långa borrhål. Långhålsextensometrarna riktades från försöksorten in i liggväggen enligt Fig 9.

Försöksortens konvergens (formförändring) mättes med distometer och teleskopisk mätstång. Med dessa instrument mäter man avståndsändringar mellan dubbar, som sitter fast förankrade i ortkonturen. I Fig 9 visas distometerprofilen, med dubbarna ⑦ - ⑫, och mätsträckorna ⑬, ⑭ och ⑮ för den teleskopiska mätstången. För distometerprofilen kan man genom vissa antaganden beräkna dubbarnas förskjutningar i mätsektionens plan. Med hjälp av de beräknade dubbförskjutningarna studeras ortkonturens formförändring.

Förutom kännedom om bergmassans deformation erfordras information om storleken på bergets spänningar och dess ändringar för att man skall kunna beskriva bergmassans materialegenskaper. För detta projekt ansågs spänningsändringen vara den viktigaste parametern för tolkning av de bergmekaniska processerna i bergmassan. För ändamålet valdes IRAD-givare som mäter spänningsändringen i en riktning vinkelrätt borrhålets längdaxel. I försöksortens tak borrhades tre diamantborrhål där 6 IRAD-givare monterades på nivåerna 1 m, 2 m och 3.5 m ovanför orttaket, se Fig 9. Givarna monterades parvis och riktades dels vinkelrätt ortens längdaxel och dels längs försöksorten.

4 RESULTAT FRÅN FÄLTMÄTNINGAR

Redovisningen av mätresultaten koncentreras här till bultrad 5, vilket utgör endast en liten del av den totala resultatmängden.

4.1 Mätbultarna

Den instrumenterade bergbulten 1(508) väljs som exempel på en intressant mätbult, se Fig 9. På denna mätbult monterades fyra töjningsgivare i varje mättvärnsnitt. Av totalt fem mättvärnsnitt längs bulten redovisas mätresultaten från det fjärde i ordningen räknat från ortkonturen, se Fig 11. I diagrammet redovisas bultens axiella töjning under försökstiden i de olika givarlägena A, B, C och D. Mätningarna visar att mättvärnsnitt nr 4 belastas över stålets sträckgräns samt utsätts för betydande böjmoment.

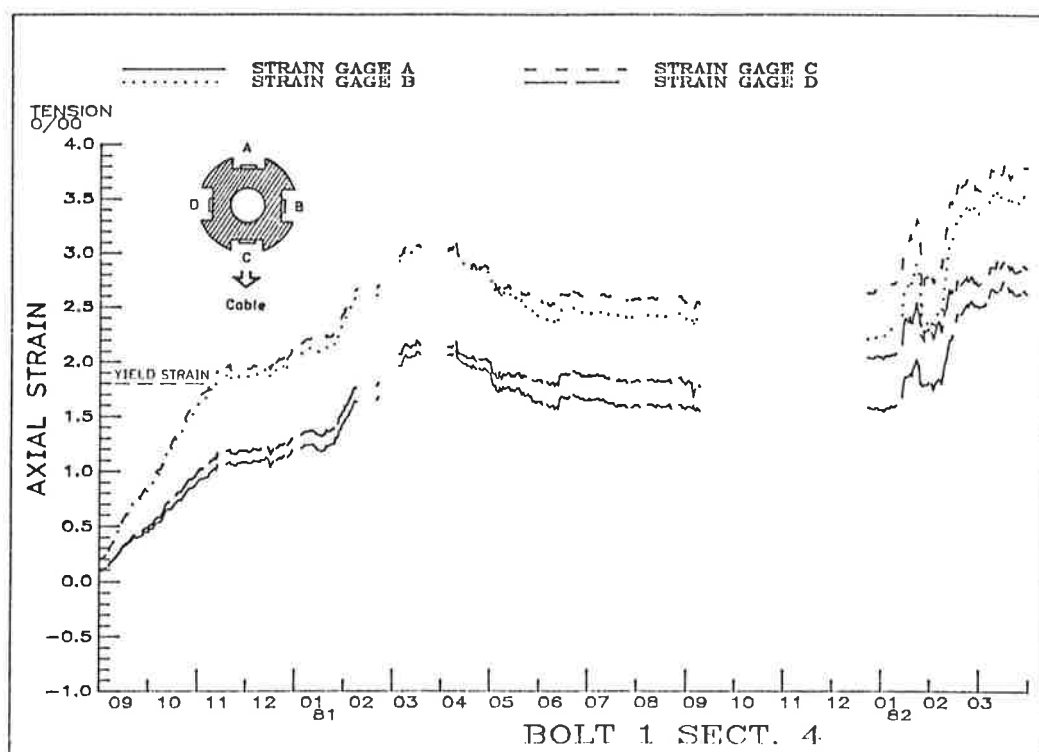


Fig 11 Axiell töjning under försökstiden i mättvärnsnitt 4 i mätbult 1(508). Fel hos dataloggern medförde visst bortfall av mätvärden.

Axial strain versus time for strain gauges at section 4 of instrumented rock bolt 1(508).

Mätbultarnas axiella medeltöjning i respektive mättvärnsnitt beräknas med hjälp av töjningsvärdena från tvärsnittets samtliga givare. Med bultens kända materialegenskaper bestäms den axiella lasten i respektive mättvärnsnitt. I det övre diagrammet i Fig 12 redovisas den axiella lastfördelningen hos mätbult 1(508). De olika kurvorna visar lastfördelningen längs bulten vid olika tidpunkter under försöket. I det undre diagrammet i Fig 12 visas skjuvspänningsfördelningen längs bulten i kontaktytan mellan bult och ingjutning. Denna kraftöverföring och samverkan mellan bergmassa och bult visar bultens verkningssätt i den blockiga bergmassan. Bulten kan indelas i en förstärkande del (negativt tecken) och en förankrande del.

Bolt no 1 (508)

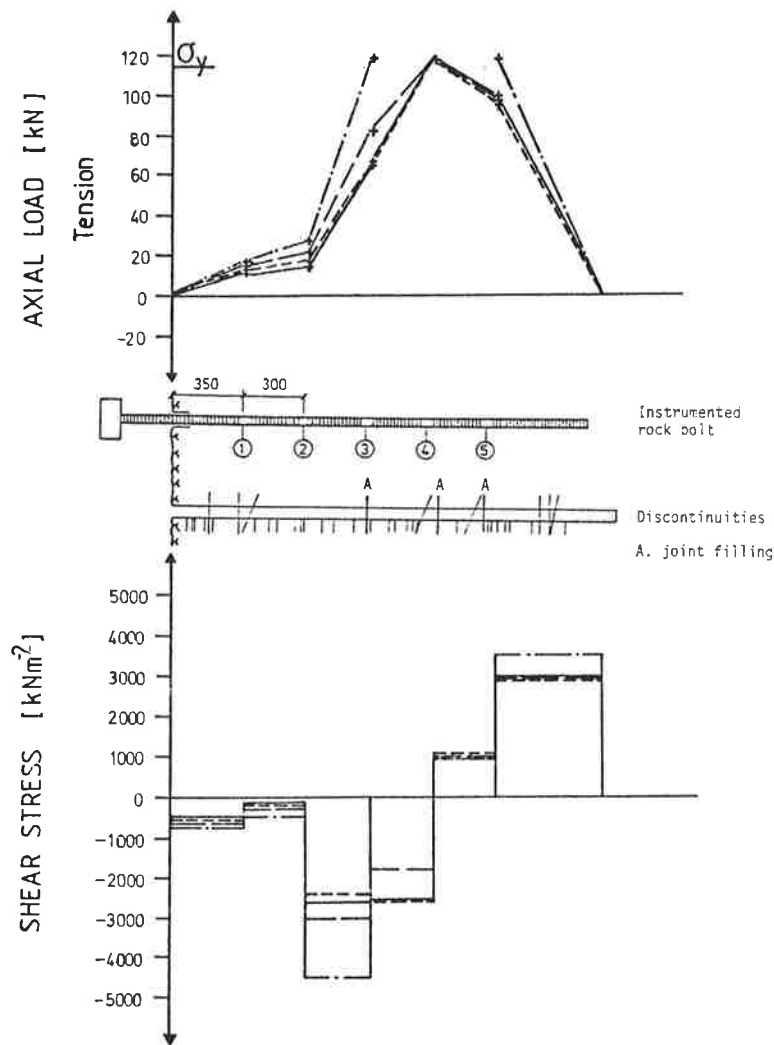


Fig 12 Lastfördelning och skjuvspänning i mätbulten 1(508), bult-rad 5. En dominerande spricka korsar bulten vid mättvärnsnitt 4 och delar upp bulten i en förankringsdel och en förstärkande del.

Axial load and shear stress for rock bolt 1(508), bolt row 5. A joint at section 4 divides the bolt into an anchor length and a pick up length.

Lastfördelningen längs mätbultarna redovisas för fyra signifikativa tidpunkter under fältförsöket. Val av tidpunkter grundas på märkanta förändringar i mätbultarnas på- och avlastning. I Fig 13 visas lastfördelningen hos samtliga mätbultar i bult-rad 5. Lastfördelningen i mätbultarna fås genom att förbinda de beräknade lastnivåerna för varje givartvärnsnitt. Flytlasten markeras med en pil och innebär att bultkraften överstiger 115 kN. Tunna linjer i den omgivande bergmassan markerar sprickor som inmätts med stereofototeknik.

Med hjälp av resultaten från bultmätningarna, som redovisas i Fig 13, kan man dra följande generella slutsatser om enskilda bultars och bultsystemets verkningssätt:

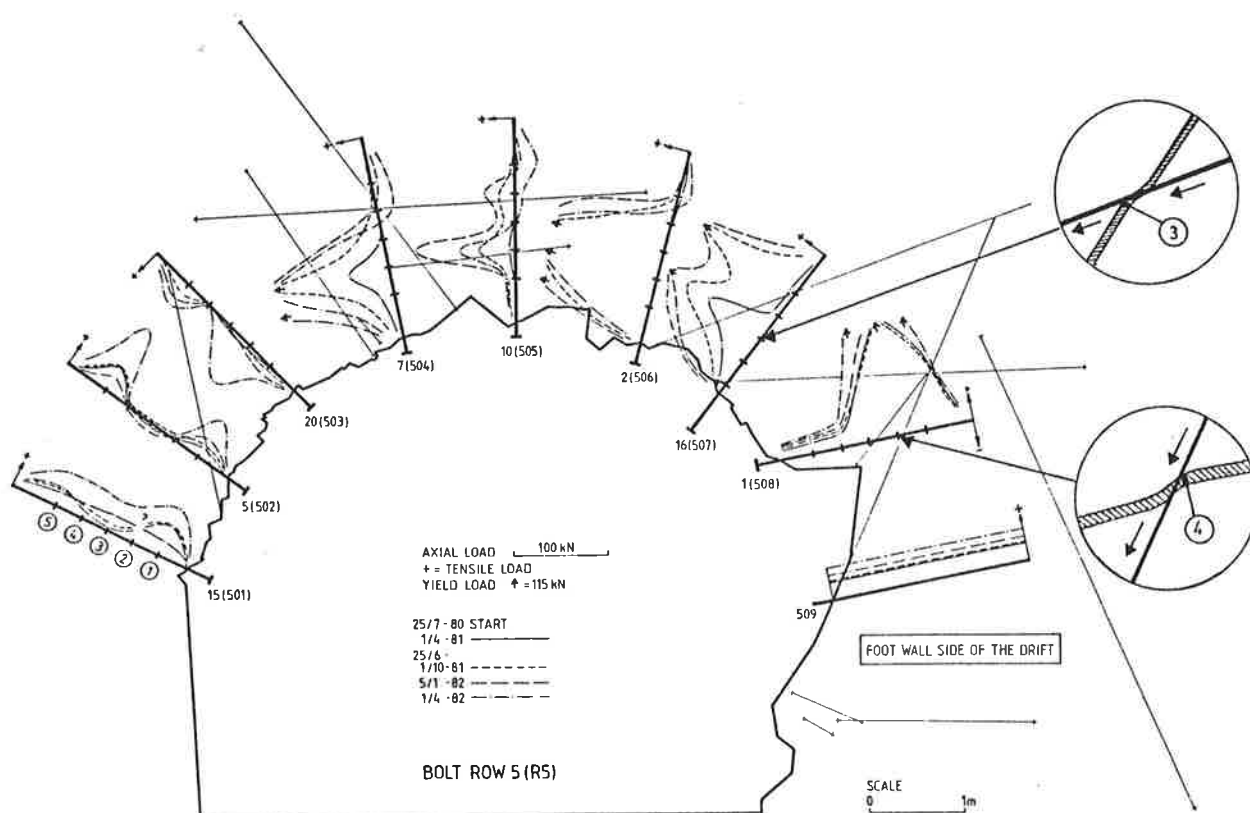
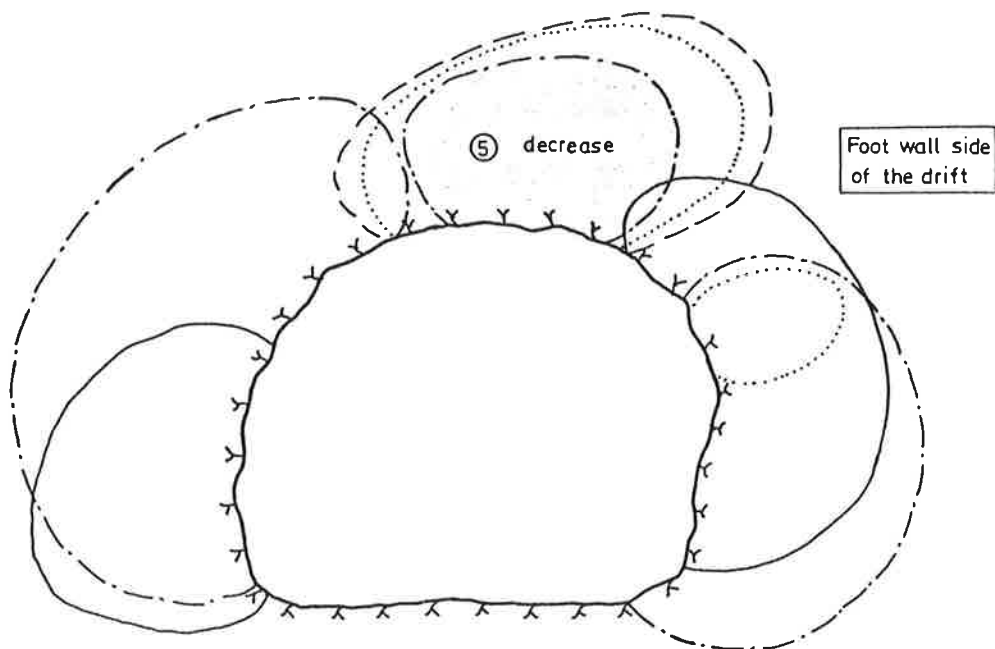


Fig 13 Lastfördelningen hos mätbultarna, vid olika tidpunkter, i bultrad 5. Tunna linjer i den omgivande bergmassan markerar sprickor inmätta med stereofototeknik.

Loading in measuring bolts in row 5 at various stages. Yielding is obtained in bolt 508, 507, 506 and 504.

- Lasterna längs bultstången kan variera mycket, speciellt vid låga belastningar. Dragbelastning är den helt dominerande lasten hos mätbultarna. Låga tryckspänningar registrerades i inre delarna av mätbultarna i orttakets för bultrad 5.
- Dominerande sprickor alstrar höga bultlaster i tvärsnitt intill sprickan. När lasten ökar vid sprickan sker en utbredning av belastningen längs bultstången. Betydande böjmoment alstras i bulten i anslutning till dominerande sprickor. Detta innebär att skjuvrörelser oftast sker längs dominerande sprickor.
- När deformationerna i bergmassan ökar aktiveras även de mindre sprickorna. Från detta kan man dra slutsatsen att de stora blocken, som avgränsas av dominerande sprickor, är beroende av de mindre sprickornas egenskaper för sin styvhet. Detta återverkan på bultarnas verkningssätt så att lasten blir jämnare fördelad längs hela bulten när deformationerna ökar i bergmassan.
- Beroende på karaktären hos spänningsändringar i den omgivande bergmassan aktiveras olika delar av ortens bergmantel. Dessa processer i bergmassan styr belastning och lastfördelning hos bergbultar. För bultrad 5 kan man se en klar skillnad i bultbelastning mellan försöksortens hängväggssida och liggväggssida.

De redovisade belastningsfaserna hos mätbultarna kan sammanställas till en generell bild av bultsystemets verkningssätt under försökstiden, se Fig 14. Egentligen beskriver figuren bergets reaktioner för ändringar i det omgivande spänningsfältet.



- 1 ——— 25/7 -80 -- 1/4 -81
 2 - - - - 1/4 -81 -- 25/6 -81
 3 25/6 -81 -- 1/10 -81
 4 1/10 -81 -- 5/1 -82
 5 — . — . 5/1 -82 -- 1/4 -82

Fig 14 Zoner i försöksortens bergmantel där laster påförs mätbultarna under olika tidsperioder av fältförsöket.

Zones in the periphery of the test drift where rock bolts are loaded at various time of mining the ore.

4.2 FEM-analysen

Ett värdefullt hjälpmedel vid bergmekaniska analyser av anläggningar i berg är finita elementmetoden (FEM). Genom att utföra en finit elementanalys kan det relativt komplicerade spännings- och deformationstillståndet i försöksområdet närmare studeras.

Bergmassan antas vara isotrop och linjärt elastisk. Avancerade materialmodeller som beskriver olinjäriteter, sprickrörelser, m m finns att tillgå. Det anses i detta fall inte realistiskt att använda sig av dessa modeller på grund av stor osäkerhet i och variation av det aktuella bergpartiets materialegenskaper.

Det har visat sig att en linjärelastisk modell kan beskriva spänningstillståndet kring en brytningsöppning i hårt berg med relativt god överensstämmelse vid jämförelse med utförda mätningar. Deformationerna är däremot i hög grad beroende av materialets elastiska och "plastiska" egenskaper.

Vid analysen måste modellen ges en sådan storlek att ränderna ligger på tillräckligt stort avstånd från brytningsöppningen (bestående av rasmassor) för att inte störa spänningsbilden. För att få en tillräckligt fin indelning av elementnätet, speciellt i

närhet av försöksorten och samtidigt klara begränsningar i programvara och datorkapacitet, har analysen delats upp i två steg. I det första steget utförs beräkningarna med en global modell över hela gruvbrytningsområdet. Spänningstillståndet som beräknats med den globala modellen appliceras som randvillkor på en detaljmodell kring försöksorten.

Under mätperioden maj 1980 - mars 1982, passerades försöksområdet successivt av den nedåtgående gruvbrytningen. I FEM-analysen har vissa bestämda brytningsnivåer studerats. Vid beräkningarna har fem steg studerats vilka representerar brytningsstadier där större belastningsförändringar kunnat noteras vid försöksplatsen. Indelningen i brytningssteg visades i Fig 3.

För de fem brytningsstegen har plottbilder tagits fram för huvudspänningarna. I Fig 15 presenteras spänningssituationen i försöksområdet för brytningssteg 5. Under försökets slutfas sker en kraftig ökning av tryckspänningarna i försöksortens övre vänstra och nedre högra hörn. Dragspänningar utvecklas i övre högra och nedre vänstra hörnet.

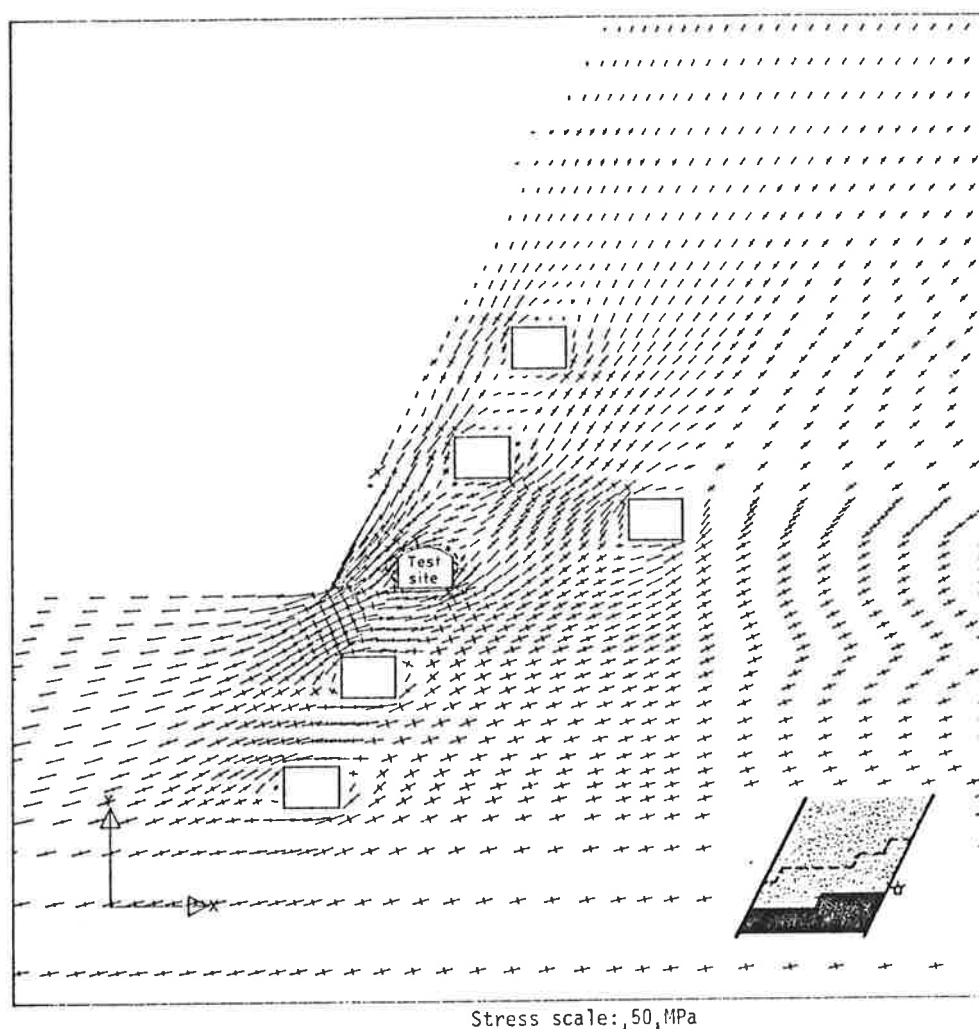


Fig 15 Huvudspänningsfält. Steg 5
Principal stress field. Step 5.

Speciellt intressant är att studera förändringen i huvudspänningsfält kring försöksorten för de olika brytningsstegen 1 till 5. I Fig 16 redovisas spänningsändringen i försöksortens närområde för samtliga brytningssteg.

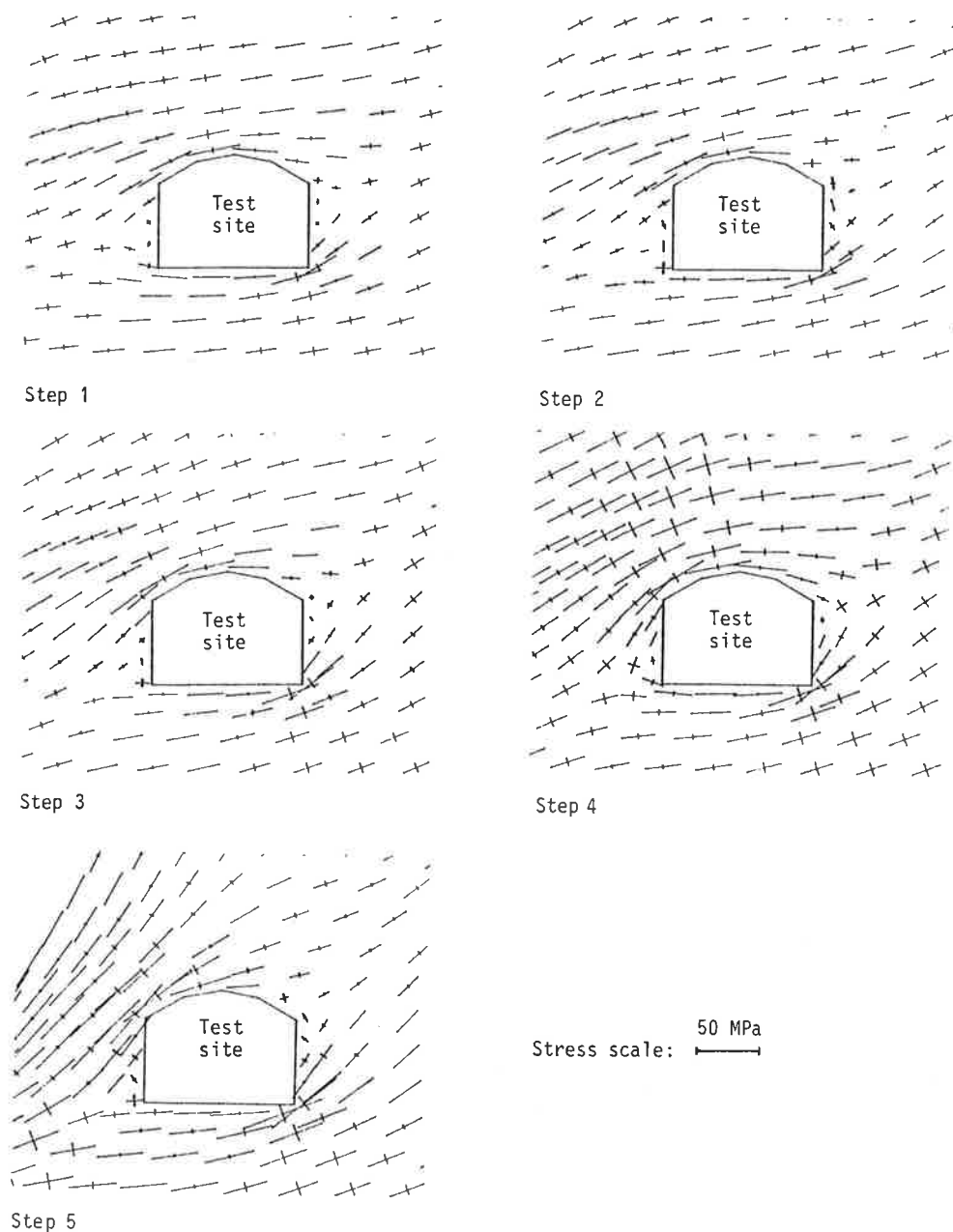


Fig 16 Detaljbilder av huvudspänningsfält vid gruvbrytning i steg 1 till 5.

Detail plots of principal stress field, step 1 - 5.

4.3 Spänningsändringar

Ur detaljmodellen får man spänningsändringen i tre punkter ovanför försöksortens tak. Dessa punkter motsvaras av IRAD-givarnas placering. I Fig 17 redovisas en jämförelse mellan uppmätta och beräknade spänningsändringar ovanför försöksortens tak. Alldeles efter installationen av IRAD-givarna sker en anpassning av givarna mot

borrhålsväggen. Dessa krypeffekter resulterar i snabbt ändrade givarvärden. Elimineras man inverkan av krypningen hos IRAD-givarna blir jämförelsen intressantare och man ser en klar samstämmighet mellan beräknade och uppmätta värden. Det är sannolikt att bergmassan nära en stor brytningsöppning inte uppträder som ett isotropt homogent elastiskt material vid kraftig spänningsökning, vilket resulterar i avvikelser mellan teoretiska och uppmätta värden mellan brytningsstegen 3 och 4.

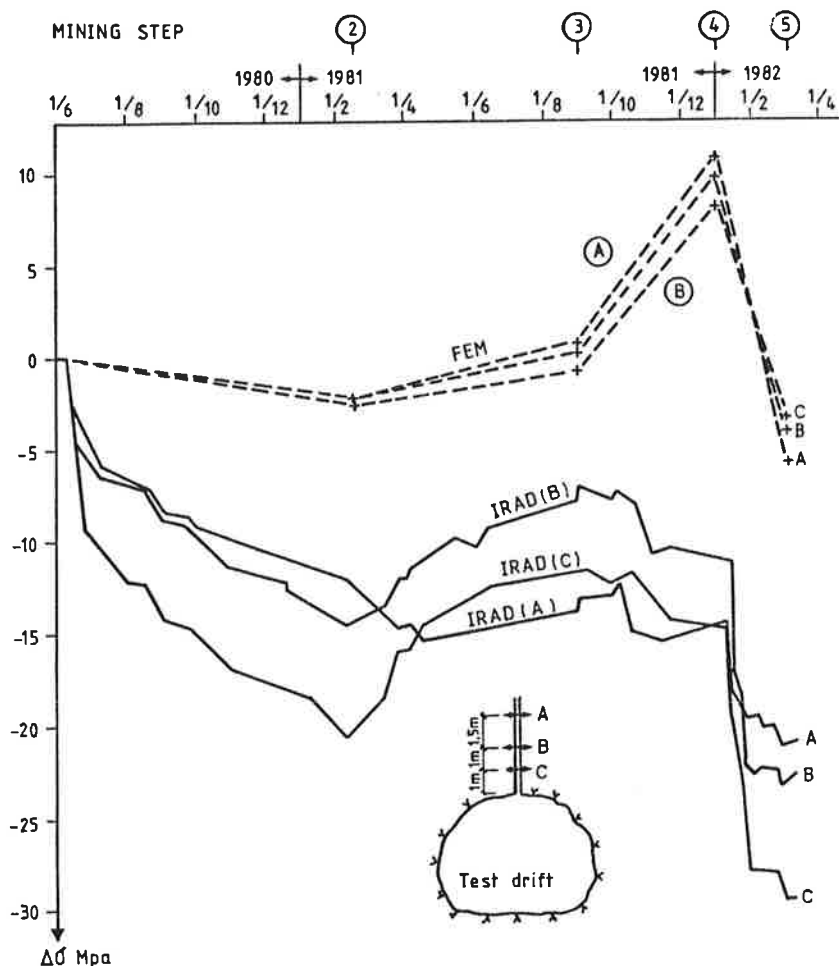


Fig 17 Resultat från uppmätta och beräknade tangentialspänningsändringar i försöksortens tak.

Changes of tangential stresses in three points A, B and C in the roof of the test drift.

4.4 Jämförelse av konvergensen i fält och teoretiskt

Ortöppningens formförändring speglar på ett intressant sätt det omgivande spänningsfältets förändring till följd av brytningen. De diskontinuummekaniska processerna i bergmassan försvårar jämförelsen med resultaten från den idealiserade materialmodellen som använts vid FEM-analysen. Även om avvikelserna är stora finner man likheter i trenderna.

Resultat från fält och beräkning redovisas för distometerprofilen mellan bultraderna 4 och 5 i Fig 18. Jämförelsen ger stora skillnader mellan uppmätt och beräknad konvergens fram till juni 1981 och därefter viss samstämmighet i avståndändring mellan mät-dubbar.

CONVERGENCE MEASUREMENTS

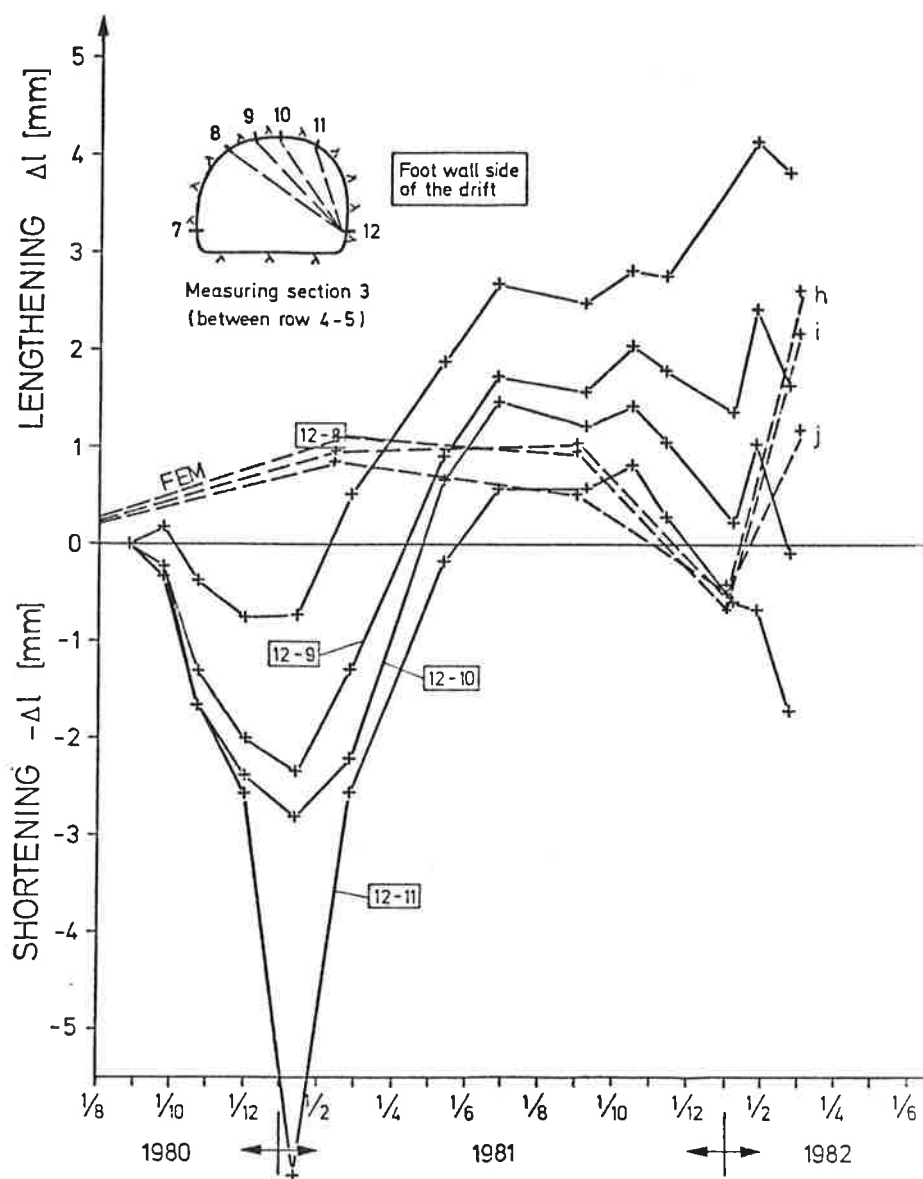


Fig 18 FEM-beräknad och uppmätt konvergens i distometerprofil mellan bultraderna 4 och 5.

Calculated and measured convergence for the measuring section 3 between bolt row 4-5.

I Fig 19 jämförs uppmätt och FEM-beräknad ortprofilförändring för brytningsstegen 1, 2, 3 och 5. Brytningssteg 4 har utelämnats för att öka åskådligheten i framställningen. Både distometermätningarna och FEM-beräkningarna visar entydigt en formförändring till följd av brytningen som indikerar ändrad huvudspänningsriktning. Däremot kan man notera stora skillnader i dubbarnas förskjutning för de olika brytningsstegen. För brytningsstegen 2 och 3 ger mätningarna helt andra förskjutningar än resultaten av FEM-beräkningarna. Brytningssteg 5 visar likartad utveckling för beräknad och uppmätt formförändring.

Fältmätningar ger genomgående ungefär dubbla förskjutningsbelopp jämfört med FEM-beräkningar.

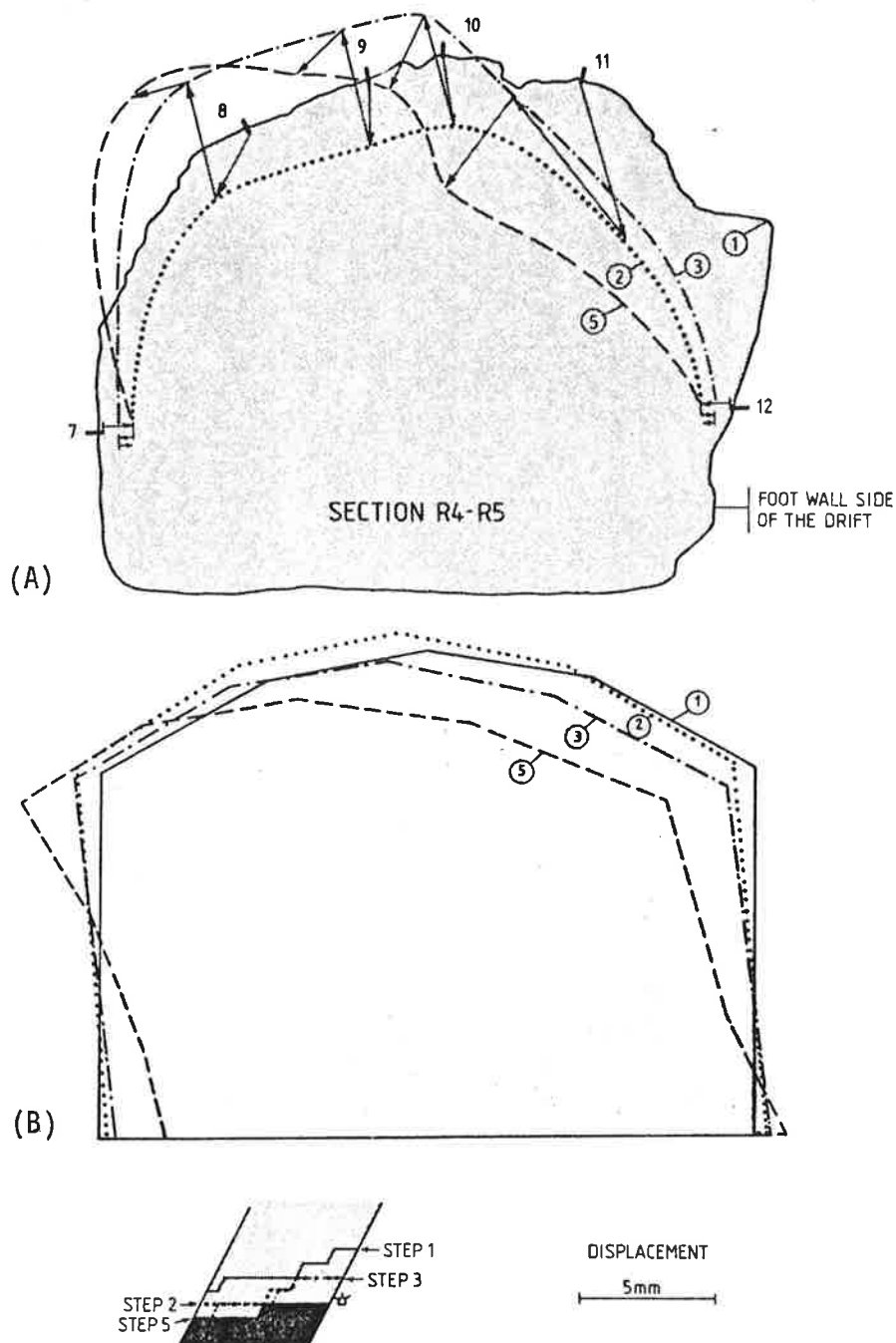


Fig 19 Uppmätt (A) och beräknad (B) ortprofilförändring efter brytningsstegen 1, 2, 3 och 5. Samma förskjutningsskala används.

Recorded (A) and calculated (B) displacement of the periphery of the test drift as a function of mining step 1, 2, 3 and 5. Notice that the scale of displacement is exaggerated.

Bergmassans uppbyggnad och beteende som ett diskontinuerligt material kräver analysmetoder där man beaktar blockens relativa förskjutningar och belastningar på blockens ytor. Bultarnas förstärkningseffekt kan främst sökas i kraftspelet mellan blocken, där bultarna nyttjas för att binda ihop blocken.

Ett stort block på försöksortens liggväggssida mellan bultrader 4 och 7 avgränsas av tre stora, uthålliga och plana sprickor. Två brantstående sprickor stryker i nästan rät vinkel mot varandra och bildar blockets avgränsningar. En dominerande flack spricka i taket bildar blockets övre avgränsning i ortens anfang. I Fig 13 visas blockets storlek och form i vertikalsektionen för bultrad 5.

Bultarnas primära uppgift är att begränsa blockets förskjutningar längs de dominerande sprickyterna. Bultens förstärkande verknings-sätt vid sprickan kan delas upp i flera delar:

- Bulten bidrar till att öka normalspänningen tvärs över sprickan, vilket förbättrar sprickans friktionsegenskaper. Vid dragbelastning motverkar bulten dilatation i sprickan.
- Bulten motverkar skjuvrörelse längs sprickplanet.

För att analysera mätbultarnas förstärkande effekt vid de dominerande sprickorna har den uppmätta axiella lasten vid sprickan sammanställts för de olika brytningsstegen. Den sammanlagda axiella dragkraften från de fem mätbultarna i blockets gränsytor blir 546 kN (~ 55 ton) för brytningssteg 5. Summeringen har gjorts utan hänsyn till bultarnas riktningar. Bultarnas sammanlagda förstärkningseffekt kan beskrivas med en ekvivalent normal- och skjuvkraft i vart och ett av sprickplanen enligt Fig 20.

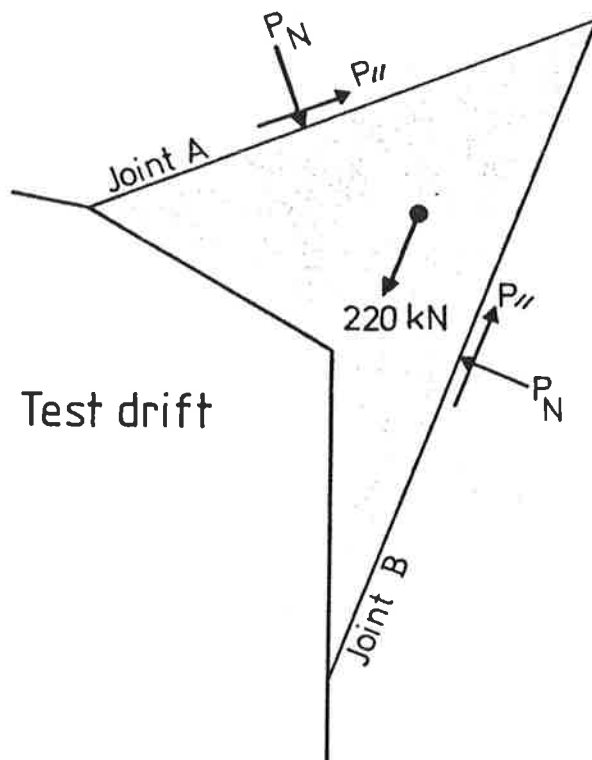


Fig 20 Blockets egenvikt och mothållande bultkrafter i sprickplanen.

The weight of the large block and mobilized bolt forces at the edge of the large block along joint surfaces A and B.

Blockets randlaster har bestämts med hjälp av FEM-analysen. Antar vi en normalspänningsändring på 3 MPa längs sprickytorna, vilket är ett rimligt antagande utifrån FEM-beräkningarna, utgör den av bultarna alstrade normalspänningen ungefär 1 % av detta belopp. Samma förhållande råder för skjuvspänningsändringen. Bultarna kan bara öka den naturliga skjuvspänningen i sprickplanet med några procent. En fullständig redovisning av beräkningarna lämnas i delrapport 6, Björnfot (1983).

Resultatet av de enkla beräkningarna kan sammanfattas:

- Bultkraften är liten i förhållande till de naturligt verkande krafterna i ortens bergmantel och påverkar spänningsförhållandet i bergmassan med några få procent.
- Sprickornas friktionsegenskaper är av stor betydelse för bergmassans stabilitet. Med ett ordinärt bultsystem kan man inte nämnvärt öka sprickornas skjuvmotstånd.
- Bultarnas förstärkningseffekt kan sökas i ett mycket sent brottstadium hos bergmassan, då blockens randspänningar drastiskt minskat. Bultarnas främsta uppgift är att bibehålla bergmanteln intakt.

6

SLUTSATSER

Projektets målsättning är att bredda och fördjupa kunskapen om enskilda bultars och bultsystems förstärkningseffekt för en blockig bergmassa. En grundläggande kunskapsinhämtning med inriktning på bergmekaniska förhållanden för gruvor präglar slutsatserna.

6.1

Mätning och dokumentation av bergmekaniska processer vid bergbultning

- För att bestämma enskilda bultars och bultsystems verkningsätt och samverkan med bergmassan fordras mätning av bultars töjning, den omgivande bergmassans deformationer och spänningar samt ortöppningens konvergens.
- Undersökning av bultars förstärkningseffekt kräver omfattande och noggranna mätningar och observationer under lång tid i en realistisk förstärkningssituation under jord. I en gruva är det viktigt att planera undersökningen så att gruvbrytningen påverkar spänningsfältet som omger försöksplatsen.
- Fältmätningarna kräver god planering och ingående testning och kalibrering av mätinstrument före installation i berget. Med undantag av några få missöden förlöpte monteringen av instrument och mätningar väl vid fältförsöken i Kiirunavaara.
- Detaljerad analys av bultars verkningsätt förutsätter noggrannt utförd geologisk dokumentation av försöksplatsen. Undersökningen visar att sprickor påverkar deformationerna i bergmassan och därmed bultens lastfördelning.
- För beskrivning och tolkning av bergmassans och bultsystemets reaktioner för belastningsändringar i det omgivande berget, krävs ingående uppföljning av brytningen.

6.2 Deformationer och spänningsändringar i bergmassan

- Jämförelser mellan uppmätta och FEM-beräknade deformationer visar att bergmassan närmast ortöppningen fungerar som ett diskontinuum och uppvisar betydande förskjutningar längs sprickor. Deformationen i bergmanteln runt ortöppningen är beroende av det omgivande spänningsfältet och dess förändring och av bergets sturkturer.
- Ortkonturen ändrar form, expanderar och komprimeras, beroende på ändringar i riktning och belopp hos huvudspänningarna i försöksområdet. Uppmätt och beräknad formändring visar relativt god överensstämmelse, medan konvergensens belopp skiljer sig väsentligt.
- Beräknad och med IRAD-givare uppmätt ändring av tangentialspänningarna ovanför orttaket visar relativt god överensstämmelse i de olika faserna av spänningsökning och spänningsminskning. Den uppmätta spänningsändringen är större än den beräknade och uppgår maximalt till 20 MPa.
- Aktiviteten i försöksortens bergmantel varierade med brytningsaktiviteterna i försöksområdet. De mest aktiva perioderna, som kan utläsas från extensometrar och mätbultar, resulterade i sprickrörelser och blocknedfall.
- Sprickrörelser och blocknedfall skedde vid de delar av försöksortens bergmantel där de största deformationerna och bultlasterna registrerades.

6.3 Enskilda bultars verkningsätt

- Lasterna längs bultstången kan variera mycket, speciellt vid låga belastningar. Dragbelastning är den helt dominerande lasten hos mätbultarna. Låga tryckspänningar förekommer.
- Stora sprickor alstrar höga bultlaster hos bultar som korsar sprickan. När förskjutningen ökar vid sprickan sker en utbredning av belastningen längs bultstången.
- När deformationerna i bergmassan ökar aktiveras även de mindre sprickorna. Från detta kan man dra slutsatsen att de stora blocken, som avgränsas av dominerande sprickor, är beroende av de mindre sprickornas egenskaper för sin styvhet och intakthet.
- Betydande böjmoment hos mätbultar med töjningsgivare har registrerats i ca 25 % av mättvärnsnitten. I 13 av totalt 20 mätbultar mättes betydande böjmoment. Man kan urskilja ett klart samband mellan kraftig böjning av mätbultar och lägen på dominerande sprickor som korsar bultarna. Detta indikerar att skjuvdeformationer i bergmassan koncentreras till dominerande sprickor i hårt blockigt berg.
- Genom analys av lastöverföring mellan bergmassa och bult kan man som regel dela upp bulten i en förstärkande och en förankrande del.

6.4 Bultsystems verkningssätt

- Mätning av bultars belastning visar stora skillnader i belastning mellan bultar i samma rad och mellan bultar i olika rader. Både snabba och långsamma lastförändringar hos mätbultar har registrerats.
- Beroende på karaktären hos spänningsändringar i den omgivande bergmassan aktiveras olika delar av ortens bergmantel. Dessa processer i bergmassan styr belastning och lastfördelning hos bergbultar.
- Bultarnas direkta inverkan på spänningsförhållandena och jämvikten i bergmassan runt ortöppningen är ringa. Bultarna antas verka passivt genom att bevara jämvikten och skapa en intakt bergmantel runt ortöppningen. Bultarnas mycket begränsade inverkan på kraftspelet i bergmanteln runt en öppning medför att samverkan mellan bultar är svårt att påvisa.
- Bergmassans dominerande sprickor och deras friktionsegenskaper inverkar i hög grad på bergmantelns förmåga att motstå formförändring och deformation. Sprickornas naturliga friktionsegenskaper har sannolikt större inverkan på stabiliteten än bultarna i ett ordinärt bultsystem.

7 REFERENSER

- Björnfot, F. och Ludvig, B. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 1, Förstudie till projektet bergbultsystems funktionssätt. Teknisk rapport 1983:41 T. Högskolan i Luleå
- Björnfot, F. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 2, Bakgrund, forskningsprogram och försöksplats. Teknisk rapport 1983:42 T. Högskolan i Luleå.
- Björnfot, F. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 3, Instrumentering och mätprogram. Teknisk rapport 1983:43 T. Högskolan i Luleå.
- Björnfot, F. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 4, Resultat från fältmätningar. Teknisk rapport 1983:44 T. Högskolan i Luleå.
- Björnfot, F. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 6, Analys och utvärdering. Teknisk rapport 1983:46 T. Högskolan i Luleå.
- Björnfot, F. and Stephansson, O. 1984. Interaction of grouted rock bolts and hard rock masses at variable loading in a test drift of the Kiirunavaara mine, Sweden. Proc Rock Bolting Symposium, Abisko August 28 - September 02, 1983. Balkema, Rotterdam.

Björnfot, F. and Stephansson, O. 1984. Field testing of grouted rock bolt support in hard rock during underground mining. BeFo-report. BeFo, Stockholm.

Larsson, H. 1983. Bultförstärkning av blockig bergmassa i ett föränderligt spänningsfält. Resultat från försöksort i Kiirunavaaragruvan. Delrapport 5, FEM-analys av försöksområdet spänningar och deformationer. Teknisk rapport 1983:45 T. Högskolan i Luleå.

Rustan, A., Nilsson, B. och Ludvig, B. 1977. Instrumenterad bergbult. Forskningsrapport TULEA 1977:05. Högskolan i Luleå.

SUMMARY

This paper describes the interaction between a bolt-reinforced drift and the surrounding rock. It attempts to explain the support mechanisms and characteristics of cement grouted rock bolts, as used in hard rock mining and underground construction. A 20 m long section of a test drift at the 514 m level in the Kiirunavaara mine, was instrumented with 20 rock bolts mounted with strain gauges and linked to a data logger, and 50 mechanical measuring tube bolts. Rock movements were measured with 23 borehole extensometers, 45 convergence measurement stations, and precise levelling. 14 stress monitors recorded changes in the tangential stresses in the surrounding rock mass.

As mining with sublevel caving progressed past the test drift, local stresses in the surrounding rock mass changed. The variable loading imposed on the drift was monitored in the rock bolts, and the reaction of the rock mass was recorded simultaneously with the rock deformation instruments, for a period of 20 months. Displacements of the periphery of drift were about 5 mm, and changed direction while mining progressed. Tangential stresses in the rock decreased about 15 MPa. Field measurements of changes in displacements and tangential stresses induced by progressive mining are compared with results of a finite element analysis.

The main results of the field test show that loading of the bolts varies along the length of the bolts and varies according to the location of the bolt in the periphery of the test drift. Bending moments are recorded for 25 percent of the measuring sections of the instrumented rock bolts. Major joints in the rock mass causes concentration of bolt forces at the intersection of the joint and the bolt. The influence of mining activity is reflected in the loading of the bolts so that various parts of the drift is loaded and unloaded respectively. Grouted rock bolts have a limited effect and influence on the active forces in the vicinity of the test drift at the 514 m level. The grouted rock bolt help the rock mass to support itself and the results of this project give us a better understanding of the overall behaviour of the individual bolt and the bolt systems and their interaction with the jointed hard rock mass at variable loading.

BULTNING I SVAGT BERG

Rockbolting i weak rock

Tekn.dr Håkan Stille, Inst. för jord- och bergmekanik,
KTH, Stockholm

Frågeställning

Bultar av olika typer används för att förstärka berg-tunnlar i svagt berg. Oftast används bultar i kombination med andra förstärkningsmetoder såsom sprutbetong. Vid dimensionering av en bultförstärkning måste följande frågor besvaras:

- * Vilken typ av bultförstärkning är bäst?
- * Hur många och långa bultar behövs?
- * Hur stor blir bultbelastningen och tunnelns deformation?

Svaret på dessa frågor kan erhållas genom studium av samverkan mellan bergförstärkningen och det omgivande berget. Stille (1983) har presenterat analytiska lösningar på samverkanproblemet vid olika typer av bergförhållanden och bergbultar. Lösningarna är baserade på teorierna om "Ground reaction curve". De olika typer av bergbultar som kan studeras är följande (se även figur 1):

- o Fribult med fasta ändar (ankare)
- o Slak bult med bricka
- o Slak bult utan bricka

Bultarna kan ges en förspänning och olika typer av brott i bulten kan simuleras. Risk för vidhäftningsbrott, stålbrott och infästningsbrott kan studeras.

Den slaka bulten kan ibland vara försedd med ett förankringshuvud. Den slaka bulten kan förspännas om den är försedd med ett förankringshuvud och ingjutningen utföres etappvis. Det principiella verkningssättet är att bulten är fastgjuten i berget och på så sätt ger de uppkomna töjningarna i berget upphov till töjningar och belastningar i bulten.

Brott i den slaka bulten beror på brott i själva stål-bulten eller genom vidhäftningsbrott i ingjutningen eller i berget. Lokalt brott i berget under förankringshuvudet kan också uppkomma.

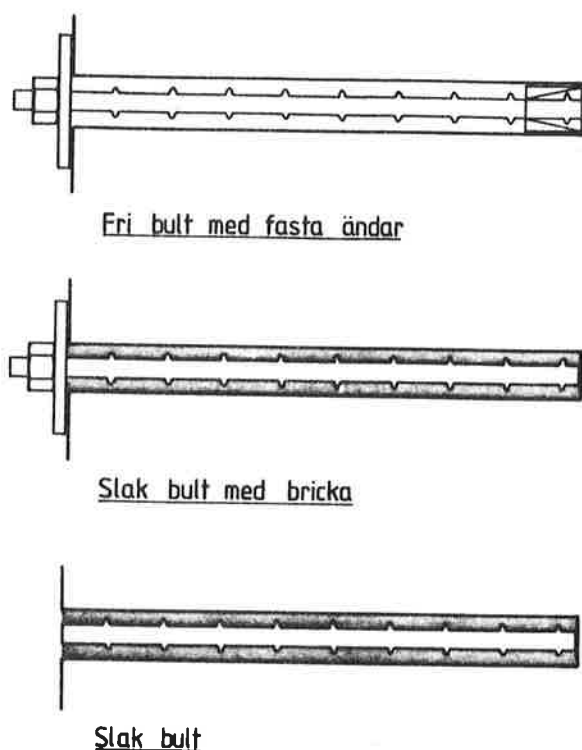


Fig 1. Olika typer av bultar

Ankarbulten har en förankringszon skild ifrån ett förankringshuvud med en sträcka längs vilken bulten är fri att röra sig oberoende av bergets lokala rörelser. Bultbelastning beror på den relativa rörelsen mellan förankringszonen och förankringshuvudet. Förankringen kan utföras med ett mekaniskt eller ett injekterat ankare. Injekteringen kan ske med cementbruk eller kemiska medel.

Brott i ankarbulten kan ske genom att bultens hållfasthet överskrides eller att brott uppkommer vid förankringshuvudet eller i förankringszonen.

Ankarbulten brukar normalt förspännas och brukar därför betecknas som förspänd ej ingjuten bult.

Samverkan berg och förstärkning

De deformationer och spänningar som uppkommer runt en tunnel är ett resultat av samverkan mellan berget och utförda förstärkningar. Under antagande av axialsymmetriska förhållanden kan problemet lösas analytiskt. Problemet studeras ofta genom att grafiskt presentera bergets responskurva "ground reaction curve" och förstärkningens responslinje. Metodiken är välkänd och ett flertal lösningar på problemet för olika bergförhållanden har redovisats. Brown, Bray, Ladanyi och Hoek (1983)

har sammanställt en uttömmande beskrivning över analysmetoden. Lösningar för olika typer av spänningstöjnings samband för bergmassan har även presenterats. Inverkan av förspända ej ingjutna bultar, stålbågar och betongbågar samt olika typer av prefabricerade förstärknings element (lining) har redovisats av andra författare såsom Hoek och Brown (1980), Ladanyi (1974), Lombardi (1973), Egger (1978), Gergowicz et al. (1979).

Lösningen presenteras oftast i en grafisk form, se figur 2.

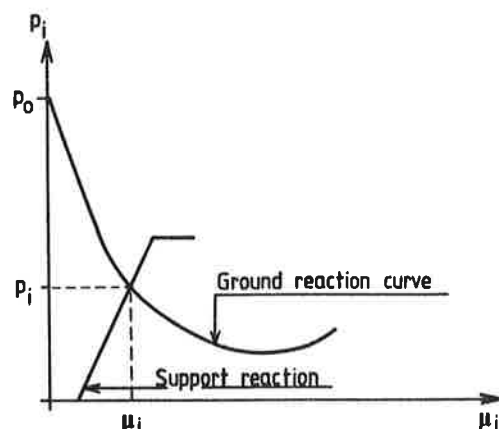


Fig 2. Bestämning av belastningen på bergförstärkningen (p_i) och tunnelväggs deformation (u_i) med hjälp av "ground reaction curve".

Runt en tunnel i det svaga berget överskrides bergmassans hållfasthet och en plastisk zon utbildas. Storleken på den plastiska zonen är primärt beroende av den relativa spänningsnivån, dvs bergtrycket i förhållande till bergmassans hållfasthet och utförd förstärkningsinsats. Se figur 3.

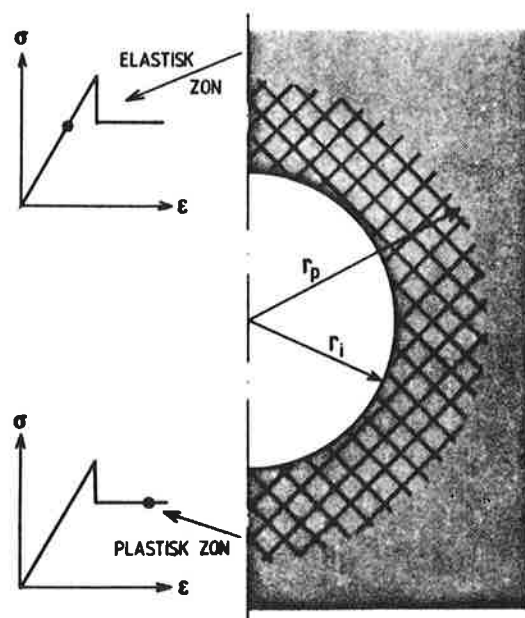


Fig 3. Plastiska zonen runt en tunnel

De deformationer som uppkommer är beroende av tunnelns storlek och de töjningsändringar bergmassan genomgår. Av direkt intresse är de radiella töjningarna. Dessa är små så länge elastiskt tillstånd råder. När bergmassans hållfasthet överskrides växer dessa kraftigt till och är beroende av bergmassans dilatans, dvs volymexpansion vid brott.

Förhållandet är illustrerat i figur 4.

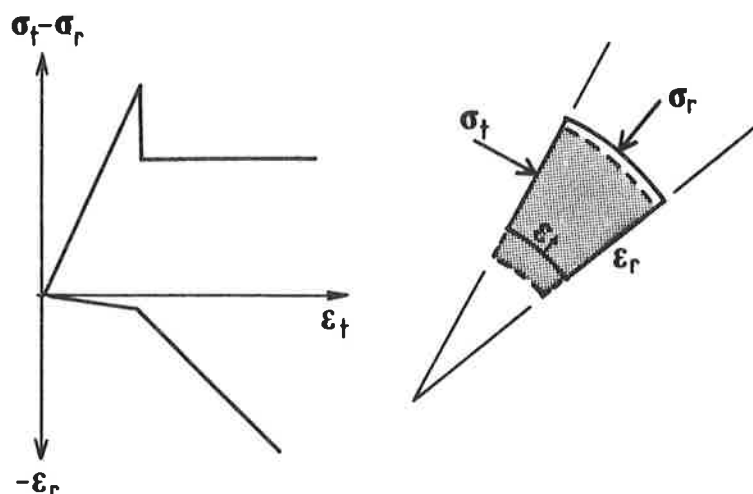


Fig 4. Axialsymmetriska töjningar i bergmassan

Det är den radiella töjningen som strävar att ge en longitudinell töjning i bultarna och därmed bultlasten. De radiella töjningarna är störst vid tunneln för att avtaga inåt i bergmassan. Därmed erhåller den ingjutna bulten sin största belastning närmast tunneln om inte glidning inträffar i ingjutningen. Genom att använda sig av teorierna för "ground reaction curve" och hur en bult motverkar uppkomsten av radiella töjningar har lösningar uppställts för samverkan mellan bultförstärkningen och berget. Stille (1983) och (1984). Resultatet av en sådan analys blir, hur bultbelastningen varierar längs bulten, var glidning i infästningen har inträffat och hur stora deformationer uppkommer vid en given bultförstärkning. Förhållandet har illustrerats i figur 5.

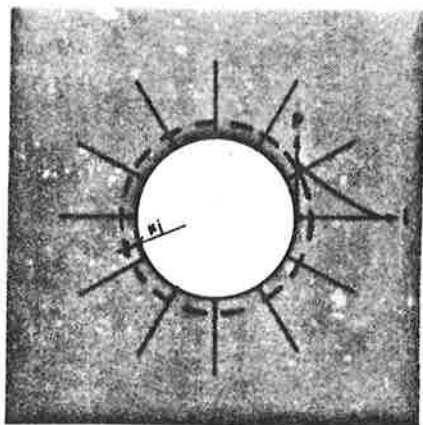


Fig 5. Bultbelastningens variation med avståndet från tunneln (principskiss)

Elastiska eller plastiska deformationer i stålbulsten

Om bultens töjningar är lika stora som berget uppkommer inga glidningar i infästningen. I stålet däremot kan elastiskt eller plastiskt tillstånd råda. Den bultförstärkta bergmassan kommer att fungera som ett kompositmaterial. Den yttre belastningen kommer därvid att bäras av spänningar i själva berget och av bultlasten. Följande villkor erhålles:

- o Jämvikt
- o Brott i berget
- o Inre kraft (bultbelastning och bergspänningar)
- o Samband bultlast och töjning

På basis av dessa villkor kan "ground reaction curve" erhållas för bultförstärkt berg.

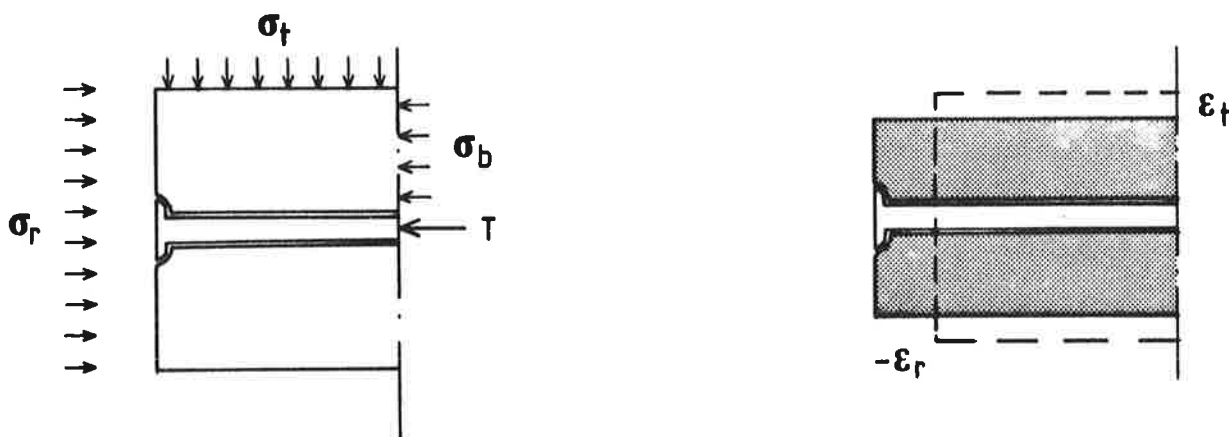


Fig 6. Samverkan fast ingjuten bult med berget

Plastiska deformationer i ingjutningen

Vid glidning i ingjutningen kommer bultens töjningar att bli mindre än bergets. Bultlasten som sådan kommer ej att påverka berget utan det är den vidhäftningsbelastning som kan överföras som påverkar berget. Det bultförstärkta berget kommer inte att verka som ett kompositmaterial. De radiella spänningarna kommer att upptas av radiella spänningar i berget. Jämviktstvillkoren för ett litet element kommer däremot att påverkas av vidhäftningsspänningen. Följande villkor måste uppställas för att erhålla lösningen på problemet.

- * Jämvikt
- * Bultlasten är ej en inre kraft
- * Brott i berget
- * Bultlasten är summering av vidhäftningen

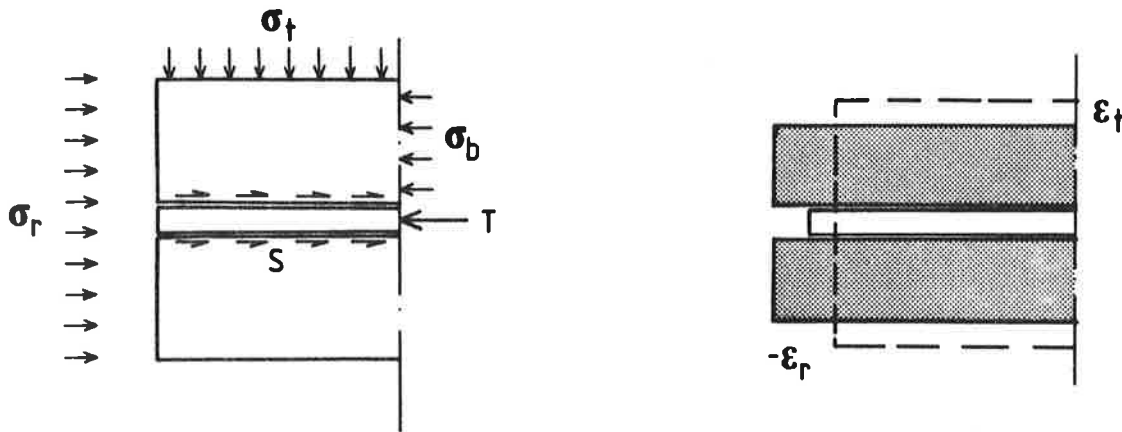


Fig 7. Samverkan mellan bult och berg vid glidning i infästningen

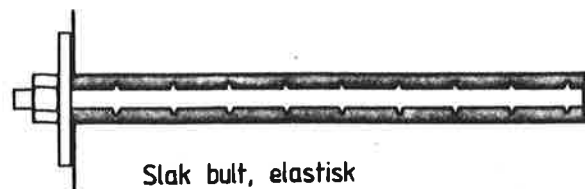
Exempel

Nedan presenteras ett exempel som har genomräknats för olika typer av bultar. Exemplet är hämtat från Stille (1984). I tabell 1 redovisas förutsättningarna för beräkningarna.

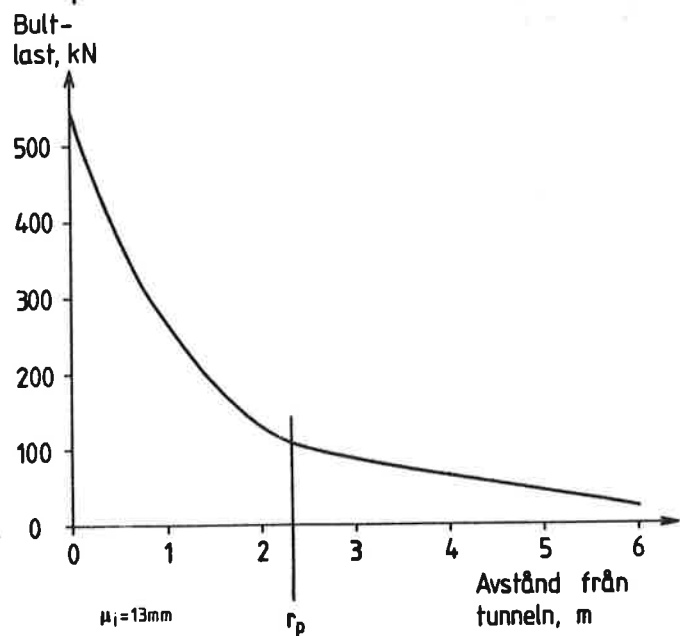
Tabell 1 Förutsättningar för beräkningarna

Tunnelradie	4 m
Initialtryck	2,6 MPa (100 m bergtäckning)
E-modul	1,3 GPa
ν (Poisson's tal)	0,2
c (kohesion)	0,3 MPa
ϕ (friktion)	20°
ψ (dilatans)	20°
Bultlängd	6 m
Bulttäthet	1 bult per $0,36 \text{ m}^2$

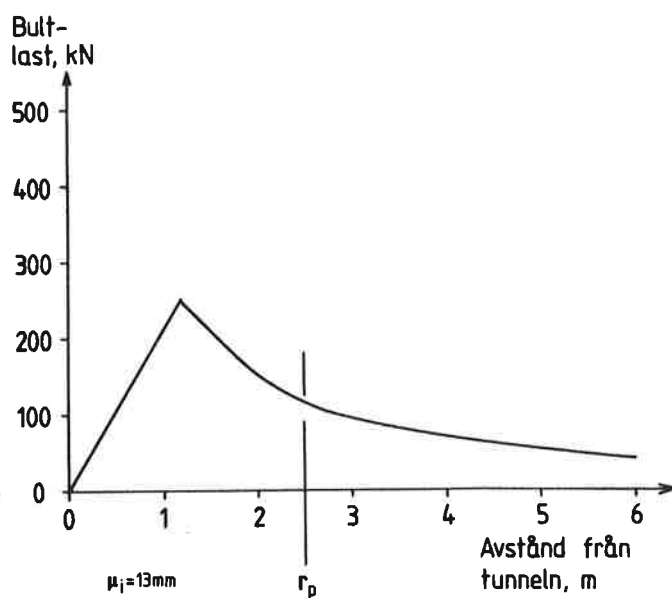
Resultatet redovisas i figur 8 a-e. Figurerna beskriver hur bultlasten varierar med avståndet från tunneln. Utsträckningen av den plastiska zonen har också markerats. Beräknad deformation av tunnelväggen, u_1 , har även angivits. Några generella slutsatser kan inte dras. En intressant slutsats är att den förspända ej ingjutna bulten och den slaka bulten är likvärdiga från teknisk synpunkt för det beräknade exemplet.



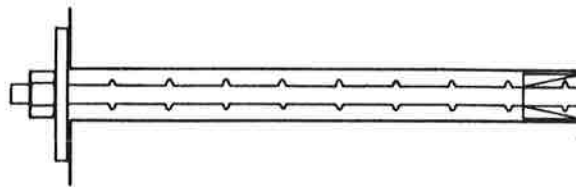
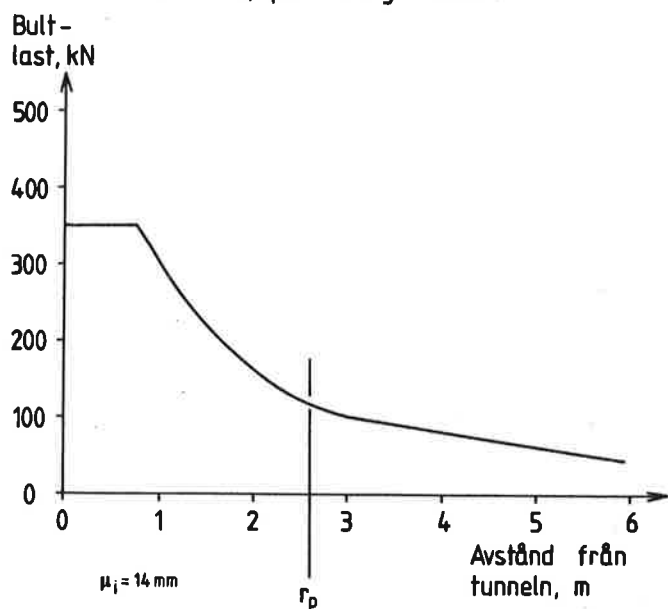
Slak bult, elastisk



Slak bult



Slak bult, plasticering i bulten



Bergankare

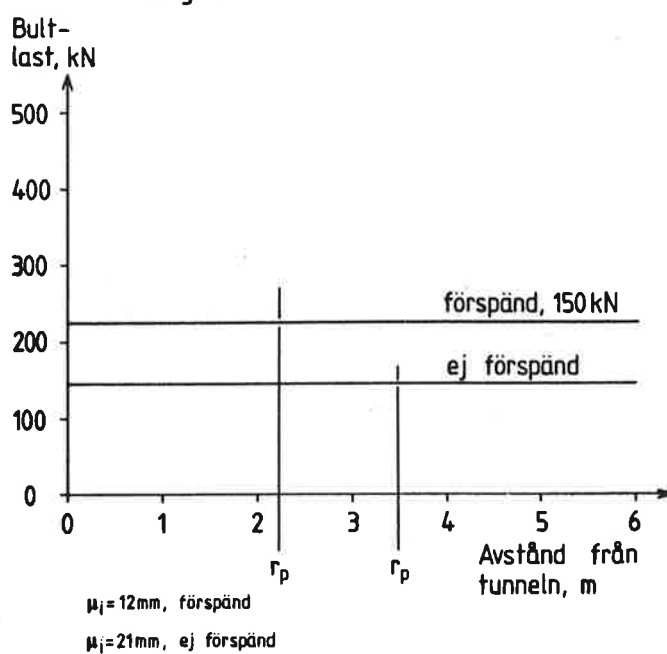


Fig. 8 a-e Beräknad bultlast som funktion av avståndet från tunneln

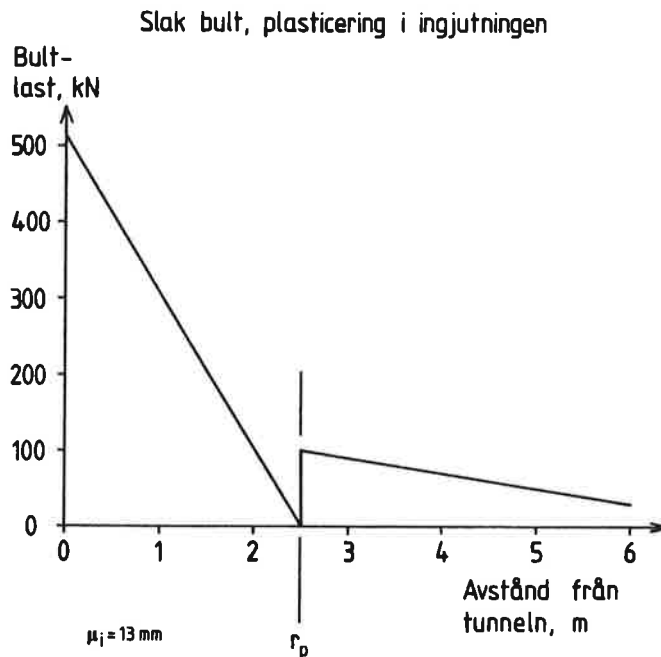


Fig. 8 a-e Beräknad bultlast som funktion av avståndet från tunneln

Sammanfattning

"Ground reaction curve" kan användas för att studera samverkan mellan bultförstärkningen och bergmassan. De diskuterade teoretiska lösningarna ingår som en del i BeFo:s satsning på bergbyggande i svagt berg. Syftet är att teorierna skall kompletteras med fältmätningar och modellförsök för att ge en bättre kunskap och förståelse för förstärkning av svagt berg.

Summary

Rock reinforcement with different types of rock bolts can be calculated with analytical solutions based on the theories of the ground reaction curve. In the article the background and the principles for such an analysis are discussed. The different behaviours of the different types of rock bolts have been calculated for a tunnel as an example. References are given to papers presenting the equations of the ground reaction curve.

Referenser

- Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B., Hoek, E. (1983) "Ground response curves for rock tunnels". Journal of Geotech. Eng. ASCE, Vol. 109, No. 1, Jan. 1983.
- Egger, P. (1978) "Neuere Gesichtspunkte bei Tunnelankerung", Felsmechanik Kolloquium Karlsruhe 1978.
- Fredriksson, A. (1983) "Analys av geotekniska problem med finita elementmetoden", Inst för jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm (skall publiceras).
- Gergowicz, Z., Galcynski, S., Dudek, J. (1979) "Protection of tunnel excavations in weak plastic rocks, example of roof-bolting system", Int. Symp. Tunnelling in weak rock, Japan.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980) "Underground Excavations in Rock", The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, 1980.
- Ladanyi, B. (1974) "Use of the Long-Term Strength Concept in the Determination of Ground Pressure on Tunnel Linings", Advances in Rock Mechanics, Proc. of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Vol. 2, Part B, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1974, pp. 1150-1156.
- Lombardi, G. (1973) "Dimensioning of tunnel linings", Tunnels and Tunnelling, July, 1973.
- Stille, H. (1983) "Theoretical aspects on the difference between prestressed anchor bolt and grouted bolt in squeezing rock", Int. Symp. on Rock Bolt- ing, Abisko, Sweden.
- Stille, H. (1984) "Bultförstärkning av bergtunnlar - analys med hjälp av 'Ground reaction curve'", BeFo, Stockholm (under utgivning).

DISKUSSION

Sten G A Bergman, Stocksund

Som en av de "experter", som Ove Stephansson nämnde skulle delta i morgondagens diskussion om bultundersökningarna i Kiruna, så har jag ägnat mycket tid åt att läsa Björnfots omfattande rapportsamling härifrån. Det är en utomordentligt lyckad experimentell undersökning som genomförts, och jag vill ge mitt oförbehållsamma erkännande för prestationen. Jag har försökt följa forskningen rörande bergbultning i hårt berg sedan åtskilliga decennier, och såvitt jag vet har någon så väldokumenterad undersökning av bultade bergmassors beteende i brottstadium inte redovisats tidigare. Undersökningen förefaller att vara en guldgruva för vidare förståelse för hur slakbultar och bergmassa samarbetar i begynnande brottstadier under föränderliga belastningar. Man kan följa hur dilatation utvecklas, dvs hur blocken vill men av bultarna hindras från att "gå ifrån" varandra, och hur detta bidrar till stabiliteten av ortväggarna.

Resultaten visar också - och det har visats i föredraget - att bultarna endast marginellt kan påverka spänningsbilden i omgivande bergmassa. Men - och det är det väsentliga - trots detta ger bultarna bergmassan i ortens "närzon" sådana egenskaper att vi får tillfredsställande stabilitet där vi annars skulle fått fortskridande ras. Vi har återigen ett exempel på hur små, men rätt insatta, krafter kan stabilisera ett labilt kraftsystem och kraftigt höja bärförmågan. Jag påminner om hur en obetydlig kraft mitt på en ledad centriskt belastad stång kan höja knäcklasten fyrfaldigt.

Jag vill uttrycka en förhoppning om att de nu redovisade resultaten endast utgör en början av bearbetningen av dessa försök, där jag tror att det finns mycket mera både kortsiktigt matnyttigt och långsiktigt betydelsefullt att vaska fram av intresserade och kunniga forskare.

En så utomordentlig undersökning är värd detta.

Jonas Holmgren, Bergsäker Konsult AB

Håkan Stilles föredrag visar att bultens funktion i en rörlig bergmassa är beroende av vilka antaganden, som kan göras beträffande

bultens samverkan med berget. I allmänhet kan det nog sägas att det är en nackdel om bulten är fixerad till bergmassan i det parti där större delen av rörelsen sker. Vid kombinationen sprutbetong och bultar är det stor risk för lokala brott i sprutbetongen, där bulten är förankrad om inte denna förankring kan göras eftergivlig. Vid svällande leror och i rörelsezoner exempelvis i gruvor har man behov av en förstärkning som kan ge efter utan att förstöras för mycket. En princip är en lösning med ändankrad, rostskyddad bergbult. Men den blir väldigt dyr av flera orsaker. Flytlasten för de normala bergbultar som vi använder är hög. Det rör sig om 200 kN och det ställer höga krav på förankringen, både i berget och i sprutbetongen. I ett dåligt berg kan man inte åstadkomma en sådan förankring över huvudtaget. Skall man sedan förankra 200 kN i en sprutbetong så krävs det stora och dyra brickor och stor betongtjocklek. Sedan får man heller inte, för att kunna uppnå flytlasten i bulten, acceptera skurna gängor eller sådant för då får man lokala brott före flytning i bulten. Om man går på billiga lösningar typ helingjuten kamstålsbult och sprutbetong mellan bultarna får man ju inte eftergivlighet i närheten av bulten om man åstadkommer en bra ingjutning. För att råda bot på det här så har vi inom Bergsäker Konsult AB utvecklat en princip för ett deformerbart brickelement som man skall kunna fästa på en konventionell ingjuten bergbult och som sedan skall kombineras med en stålfiberarmerad sprutbetong i första hand. Genom att man använder en sådan mekanisk anordning kan man reglera flytlasten så att den blir avsevärt lägre än för bulten med hänsyn till vad man tror att man kan åstadkomma för förankringar. Vi anser att man genom en sådan här anordning kan få rörelsemöjlighet för berg och sprutbetong relativt bulten och att man kan åstadkomma en viss avlastning av förstärkningen utan att den blir förstörd. Vi har provat det här brickelementet i laboratorium ännu så länge men räknar med att få tillfälle att komma ut och se hur det fungerar i fält också.

Sten Bjurström, SKBF

Sten Bergman framhöll de värdefulla och fina möjligheter som bultprojektets mycket omfattande intressanta material och resultat ger grund för, bl a när det gäller framtida forskning inom området. Jag vill då peka på en liten risk som finns när det gäller materialet och att detta behandlas på ett rätt sätt. Man får inte glömma bort de förutsättningar som gällt för försöket. Förhållandena vid försöksplatsen är sådana att man nästan bara hittar dem i gruvor och då i samband med malmbrytningen. Huvuddelen av alla bultar som finns sitter i

"vanliga" tunnlar och kommer inte att deformeras och belastas på ett så kraftigt sätt; det är ju här fråga om en brottsituation i berget som man normalt sett försöker undvika.

Bristen på siffror och fakta när det gäller bergbultar är ju påtaglig och det finns då en viss risk att de siffervärden som uppmäts under dessa förhållanden kan komma att anses representativa för bultförstärkningar i andra mycket mer normala situationer. Detta kan självfallet leda till krångliga och besvärliga diskussioner och kanske till överdrivna förstärkningar. Det är alltså viktigt att man i användningen av resultaten skiljer mellan bultförstärkningar i en brottsituation och den situation som normalt gäller i bergbyggnadssammanhang.

Agne Rustan, LuH

Jag har deltagit i den första delen av projektet "Bergbultsystems funktionssätt", nämligen utveckling av mätbulten som skedde 1975-1977. Det är glädjande att se det fina resultat som presenterades här i dag av Ove Stephansson och Folke Björnfot. De krav som uppställts på sådana här mätningar stämmer mycket väl med de krav jag skulle ställa på sådana mätningar. Jag har nu en fråga till Ove Stephansson. Vad blir de praktiska konsekvenserna för bergbultningen i en gruva? Min konklusion av det presenterade resultatet är att bulttätheten borde vara större i liggväggsortens liggväggsida jämfört med hängväggsidan. Man bör ju eftersträva en optimal bergförstärkning och det innebär teoretiskt att alla bergbultar belastas lika mycket. Är detta en riktig konklusion? Skulle man ha haft en annan längd på bultarna?

Ove Stephansson, LuH

Låt mig först säga att målsättningen med bultningsprojektet har inte varit att studera praktiska tillämpningar av bergbultning. Det har handlat om att öka kunskapen om hur enskilda bergbultar och bergbultsystem fungerar. Jag varken vill eller önskar besvara frågor om praktiska tillämpningar i dag - naturligtvis går det att dra ut sådana av projektresultatet också. Parallellt med detta fältförsök i Kiruna pågår också ett teoretiskt modellarbete kring bergbultning i Luleå med målsättningen att kunna komma fram med dimensioneringsregler för bergförstärkning. På samma sätt som man inom all annan ingenjörskonst dimensionerar så måste man också göra det med bergförstärkning. Vår förhoppning är att vi skall nå målet att upprätta dimensioneringsregler.

Heinz Thurner, Geodynamik AB

Jag ville understryka vad Ove Stephansson sade angående anvisningar för bultning. Från referensgruppen vill vi varna att man på det här stadiet använder resultaten från försöksverksamheten för vittgående praktiska slutsatser.

BERGBULTARS SKJUVHÅLLFASTHET - TEORIER OCH SKJUVFÖRSÖK

Shear Strength of Rock Bolts

Bengt Ludvig, Avdelningen för bergmekanik, Högskolan i Luleå

INLEDNING

Bergbultar används ofta för att stabilisera bergmassor i underjordsanläggningar och i slänter ovan jord. I blockigt berg utsätts bultarna för drag- och skjuvbelastningar då blocken i bergmassan rör sig relativt varann. Det är flera faktorer som påverkar bergbultarnas förstärkningseffekt, bland annat deras skjuv- och draghållfasthet. Bultarna skall tåla tillräckligt höga drag- och skjuvbelastningar så blockutfall minimeras. Bultens maximala skjuvmotstånd skall uppnås efter liten rörelse och bultens höga skjuvmotstånd skall bibehållas vid fortsatt rörelse. Detta innebär att spänningsomlagringar i bergmassan kan ske utan blockutfall. Samverkan mellan förstärkning och deformationer har beskrivits av bland andra Hoek och Brown (1980).

Skjuvhållfastheten hos bergbultar styrs av följande faktorer:

- Materialet i bulten
- Bultens form (massiva- eller rörbultar)
- Bultens lutning mot sprickan
- Bultens infästning

Denna artikel beskriver resultaten från skjuvtester på massiva stål och Swellex-bultar. Resultaten jämförs med olika teorier för beräkning av bultars skjuvhållfasthet. De testade bultarnas egenskaper jämförs med resultaten från andra tester på bultar bl a Split Set. Split Set bulten, som kallas "stabilisator" på amerikanska, har en mjuk infästning i borrhålet vilket gör att bulten kan glida i hålet. Detta gör att bultens verkningssätt är annorlunda jämfört med Swellex och ingjutna bultar.

Detta arbete har utförts med ekonomiskt stöd från Arbetarskyddsfonden. Jag vill framföra ett tack till Ulf Mattila och Kjell Bergström som hjälpt till med instrumenteringen av skjuvboxen. Ett tack vill jag också framföra till de elever i bergmekanik som utfört provpreparering och hjälpt till vid testningarna. Ove Stephansson initierade projektet och har givit mig råd och stöd

under projektarbetet, vilket jag är mycket tacksam för. Till övriga på bergmekanikavdelningen som hjälpt till vill jag framföra ett gemensamt tack.

TESTUTRUSTNING

Skjuvtesterna på bergbultar har utförts i LuH:s skjuvbox. Skjuvboxen är konstruerad för testning av sprickor i berg och bultförstärkta sprickor i berg, Bjurström (1973).

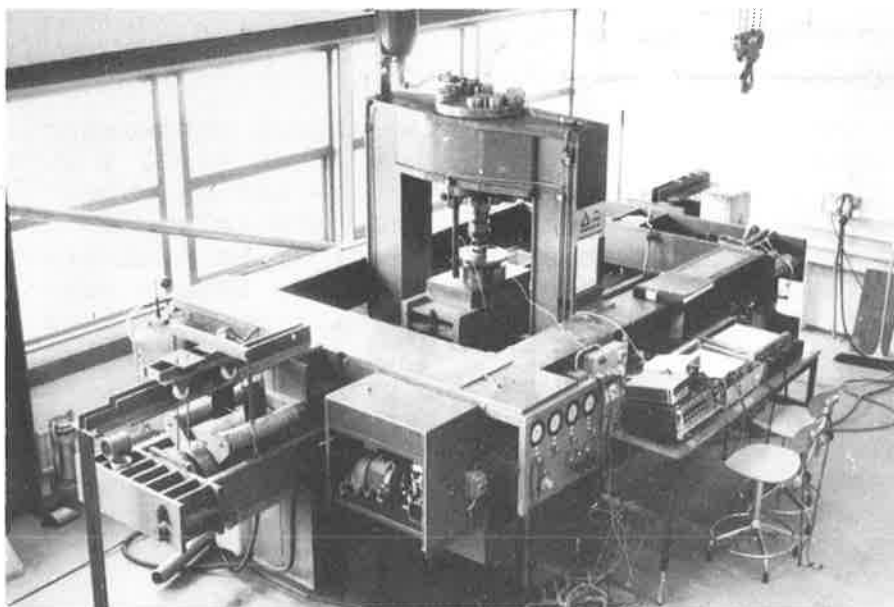


Fig 1 Skjuvbox för testning av bergbultar.

Shear rig for direct shear tests on rock bolts.

Utrustningen har en maximal skjuvkraft på 3000 kN och en maximal normalkraft på 1500 kN, vilket med en provyta på cirka 800 cm² ger skjuv- och normalspänning på 38 resp 19 MPa. Rörelserna mäts dels med rörelsegivare som mäter utanpå stålboxarna som omger provblocken, och dels med en rörelsegivare som sitter monterad i ett 56 mm hål i centrum av provblocken nära sprickan (se fig 2).

De två induktiva rörelsegivarna rör sig nedför resp upp- för var sitt lutande plan. Både den horisontella och vertikala rörelsen kan beräknas med hjälp av dessa rörelser. Eftersom den interna rörelsegivaren är fästad i berget nära sprickan, kan rörelserna bestämmas betydligt noggrannare än då rörelserna mäts med de externa rörelsegivarna då även deformationer i omgivande material påverkar mätresultatet.

Skjuvtesterna har gjorts på bultar med 8 mm diameter. I varje block monterades en eller två bultar med antingen 45° eller 90° lutning mot sprickan. Syftet med att

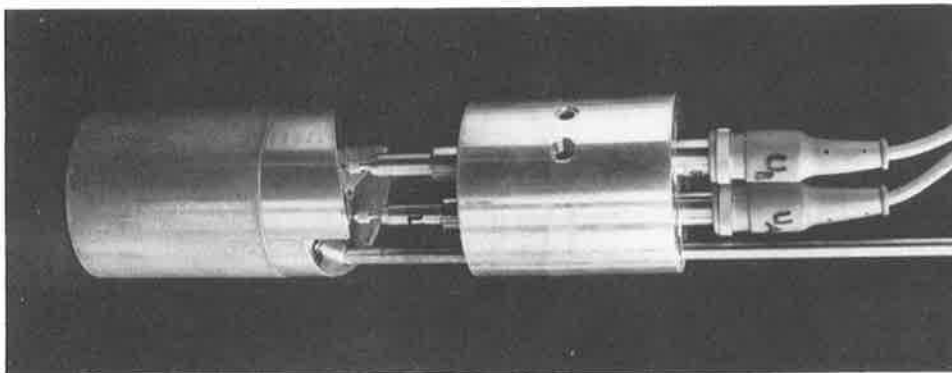


Fig 2 Intern rörelsemätare.

Internal displacement transducer.

använda små bultar istället för bultar med samma dimension som används vid bergförstärkning i fält är att få en realistisk förstärkningstäthet. Med förstärkningstäthet menas bultarean/sprickytan area. Två 8 mm bultar på en sprickyta av 800 cm^2 motsvarar en 20 mm bult per 0.25 m^2 , vilket är en hög men fullt realistisk förstärkningstäthet.

På bultarna har 3 par med töjningsgivare monterats. Givarparen är monterade i sprickan och på 5 och 10 cm avstånd från sprickan i det övre blocket.

TESTMETODIK

De testade bultarna har monterats med olika lutning mot sprickytan. I denna artikel kommer dock endast bultar som monterats vinkelrät mot sprickytan att behandlas. Under skjuvningen av bultarna hålls normalspänningen i sprickplanet konstant. Sprickplanet utgörs av en artificiell spricka, som skapats genom sågning med diamantklinga. Ytan kan betraktas som slät. Testproceduren med konstant normalspänning och där blocken fritt kan dilatera kan liknas vid situationen då ett instabilt block rör sig längs en lutande spricka. Denna testprocedur är den som vanligen används vid skjuvtester av sprickor och bergbultar. Utvärderingen av bultarnas skjuvhållfasthet görs i skjuvkraft - skjuvrörelse diagram, som visas i figur 3. Figuren visar ett principiellt kraft-rörelse diagram för en bult monterad vinkelrätt mot en slät sprickyta och ett diagram för en bult monterad vinkelrät mot en rå sprickyta. Normalspänningen i sprickplanet är konstant under skjuvningen.

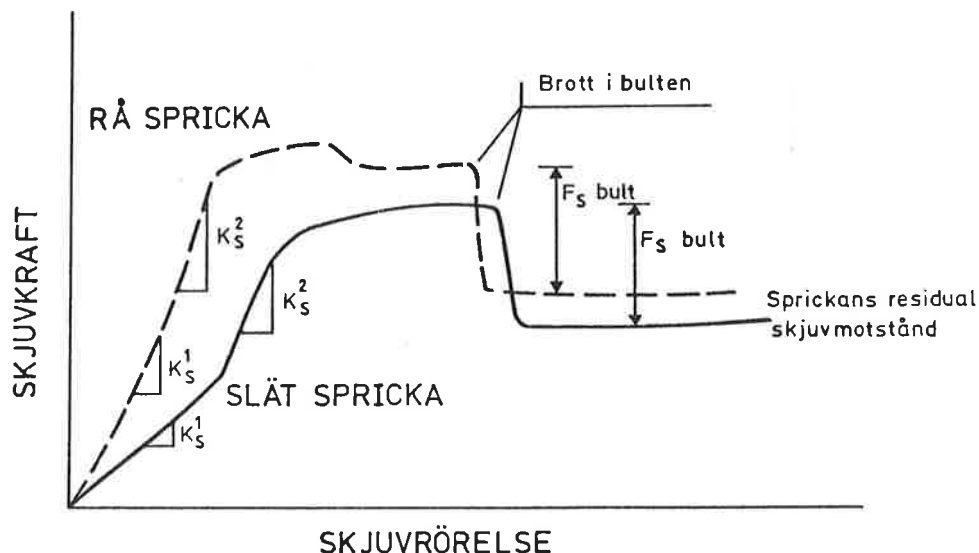


Fig 3 Principiellt diagram över skjuvkraft - skjuvrörelse för vinkelrätt monterade bultar.

Principal curves over shear force versus shear movement for perpendicular installed bolts.

Bultförstärkt slät sprickyta

Vid initialskedet av skjuvningen är det sprickans skjuvmotstånd som registreras och kan anges genom dess skjuvstyvhets K_s^1 . Efter en viss deformation aktiveras bulten och skjuvstyvheten ökar till K_s^2 , vilket är ett mått på både ytans och bultens ökning av skjuvmotståndet. Bulten deformeras plastiskt efter tillräckligt lång skjuvrörelse. Ökningen i skjuvmotstånd är då låg. Bultens skjuvmotstånd beräknas som differensen mellan skjuvkraften då bulten går av och skjuvkraften för sprickytans residuala skjuvmotstånd. På samma sätt analyseras kurvan i diagrammet för en bult tvärs en råkryta. Skjuvstyvhetserna är dock högre för en bultad råkryta och bulten går vanligen av efter en kortare skjuvrörelse. Detta beror på att dilatationen genererar en dragspänning i bulten.

RESULTAT

Inom detta avsnitt behandlas dels resultaten från tester på massiva stål-bultar och på Swellex-bultar. Jämförelse med resultat från andra undersökningar görs för att visa effekten av storleken på bultens tvärsnittsarea i förhållande till den skjuvade sprickytan. Endast resultat från tester på bultar monterade vinkelrät mot sprickytan redovisas i denna artikel.

Massiva stålbultar

Skjuvmotståndet i en bultförstärkt spricka visas i figur 4. Sprickan utgjordes av en sågad yta i ett granitblock. Sprickytorna var cirka 800 cm² (22 x 36 cm). Två stycken 8 mm bultar har monterats vinkelrät mot sprickan, som har 31° friktionsvinkel.

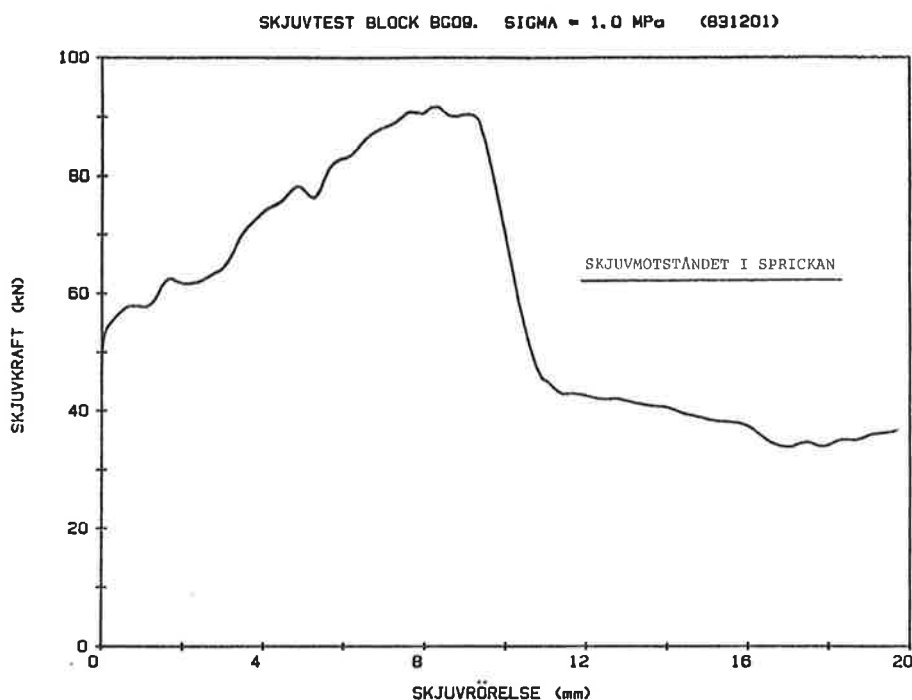


Fig 4 Skjuvkraft - skjuvrörelse diagram för 2 st 8 mm massiva stålbultar.

Shear force versus - shear displacement for two 8 mm rock bolts installed perpendicular to the joint.

Skjuvbrottlasten är 14.5 kN per bult, vilket motsvarar en skjuvbrottspänning på 290 MPa. Brottrörelsen längs sprickan är cirka 9.5 mm. Sju tester har utförts på lösa och ingjutna bultar.

Vid beräkningen av bultarnas skjuvhållfasthet har differensen mellan skjuvmotståndet för den bultade sprickan och residualskjuvmotståndet i sprickan använts. Orsaken till att residualmotståndet efter bultbrott inte kunnat användas beror på att detta är avsevärt lägre än vid skjuvning av den rena sprickan. Vad detta beror på är inte helt klarlagt. En trolig förklaring är att ingjutningsbetongen kring bulten pressas in i sprickan och eftersom sprickan är helt slät verkar betongen som ett rullgrus. Vid testningen av löst hängande bultar och vid testning av Swellex-bulten finns inte detta fenomen.

För att se inverkan av förhållandet mellan bultens och sprickytans area på brottspänningen har resultaten från våra och tre andra undersökningar sammanställts (Tab 1).

Tabell 1 Sammanställning av resultaten från skjuvtester på massiva bultar.

Bult Diameter (mm)	Normal-spänning (MPa)	Brott-spänning (MPa)	<u>Bultarea</u> Sprickarea	Testblockens tryckhållfasthet (MPa)	Referens
φ 5	0.2	360	1/1545	25	Dight 1983
φ 5*	1.0	200	1/1545	307	Dight 1983
φ 8	1.0	280	1/825	200	Ludvig 1983
φ 16	4.5	570	1/400	240	Bjurström 1973
φ 22	1.7	610	1/38	62	Haas 1975

*Aluminiumbult, $\sigma_s = 180$ MPa

Stålbultar och en testserie på aluminiumbultar har skjuvprovats i sprickor i block av granit, basalt och kalksten. Dight testade bultar i ett plastmaterial som hade en relativt låg tryckhållfasthet, 25 MPa.

Resultaten från de fyra undersökningarna visar att bulttätheten inverkar på så sätt att destu större bulttätet destu högre brottspänning. Detta kan troligen förklaras av att vid skjuvningen böjs först bulten och det alstras härigenom en dragspänning i bulten. Denna dragspänning ger ökad normalspänning i sprickytan, vilket ger ett högre skjuvmotstånd i den bultförstärkta skjuvmotstånd.

Destu större bultens tvärsnittsarea är relativt sprickytans storlek destu större blir den indirekta ökningen av skjuvmotståndet. Resultaten från utförda undersökningar visar att då areaförhållandet ändras från 1/1545 till 1/38 varierar brottspänningen från 280 till 610 MPa. Den höga brottspänningen för 5 mm stålbultar torde bero på provblockens låga tryckhållfasthet.

Vid ren skjuvning gäller enligt von Mises villkor att skjuvbrottspänningen, $\tau = \sigma_s / \sqrt{3}$. För de här använda stålsorterna ger detta samband en skjuvbrottspänning på 231 MPa.

Swellex-bultar

Skjuvtesterna på Swellex-bultarna har utförts längs ett sågat sprickplan i ett granitblock. Sprickytan var 1536 cm². Bultarna monterades vinkelrät mot sprickytan. I figur 5 visas ett exempel på lastupptagningen och deformationen av en Swellex-bult. Normalspänningen var 1 MPa i sprickplanet.

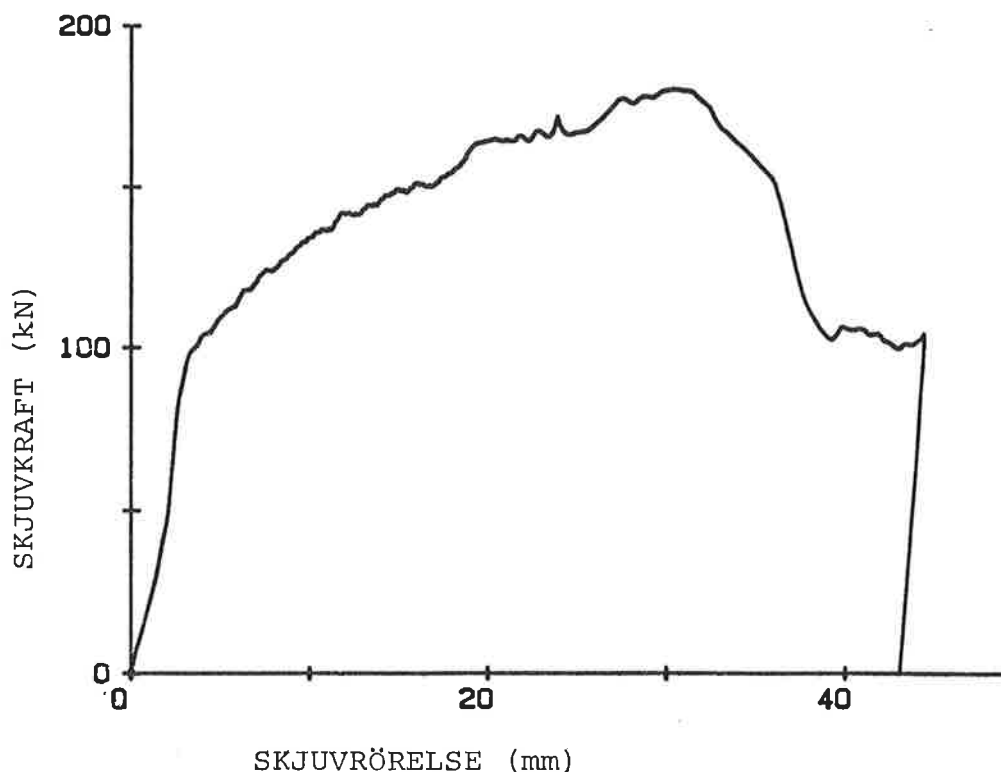


Fig 5 Last-förskjutningsdiagram för en Swellex bult.

Shear force versus shear displacement for a Swellex bolt.

Sju tester utfördes på bultar i detta block. Resultaten från testerna visar att bultens skjuvmotstånd är cirka 80 kN och den tål 30 mm skjuvrörelse. Inget samband mellan Swellex-bultens "vecks" placering i borrhålet och skjuvmotstånd eller skjuvrörelse innan brott har kunnat ses i resultaten. Nötning av borrhålskanten vid sprickytan har haft en positiv inverkan på bultens skjuvhållfasthet och brottdeformation. De angivna värdena 80 kN och 30 mm representerar skjuvning mot en skarp hålkant.

JÄMFÖRELSE AV SKJUVHÅLLFASTHETEN HOS MASSIVA OCH RÖRBULTAR

De utförda testerna på massiva bultar och rörbultar syftar till dels att bestämma bultarnas egenskaper vid skjuvbelastning och dels att ge underlag för jämförelser mellan de olika bulttyperna. Resultaten från testerna på LuH har också jämförts med andra skjuvtester på bergbultar (se Tab 2).

I tabell 2 har skjuvegenskaperna hos en 18 mm massiv ingjuten stål bult (Bjurström 1973) jämförts med Swellex-bult (Ludvig 1983) och Split Set bult (Haas 1975). De tre bultarna har ungefär samma tvärsnittsarea, 250 mm^2 . Stålets hållfasthet uttryckt med dragspänning vid sträckgränsen, σ_s , är 400 MPa för stål bulten, 390 MPa för Swellex-bulten och 480 MPa för Split Set bulten. Test-

Tabell 2 Skjuvhållfastheten hos massiva stålbul-
tar, Swellex och Split Set bultar.

Para- meter \ Bult	Massiv stålbult φ 18 mm	Swellex bult	Split Set bult
Skjuvmotstånd (kN)	127	80	100
Skjuvbrottsrörelse (mm)	20	30	30
Referens	Bjurström 1973	Ludvig 1983	Haas 1975

erna av stål- och Swellex-bultar har gjorts längs
släta ytor i granit, medan testerna av Split Set bul-
ten testats längs sprickor i kalksten, som har en något
lägre tryckhållfasthet. Bultarna sitter vinkelrät sprickytan.

Den lägre skjuvhållfastheten hos rörbultarna jämfört
med de massiva bultarna torde bero på att de först
plattas ihop och därefter skjuvas av (se fig. 6).



Fig 6 Skjuvbrott i en Swellex bult.

Shear failure in a Swellex bolt.

Vid skjuvning av en bergbult längs en spricka böjs först bulten och skjuvas av då den plasticeras i sprickplanet. Skjuvmotståndet i bultar är alltså beroende av bultarnas böjmoment. Böjmomentet är beroende av formen, storleken och stålqualiten (sträckgränsen, σ_s) på bultarna. Böjmomentet får en massiv stång, ett rör och en balk tecknas med följande uttryck:

$$M_{\text{stång}} = \sigma_s \frac{\pi D^3}{32}$$

$$M_{\text{rör}} = \sigma_s \frac{\pi (D^4 - d^4)}{32 D}$$

$$M_{\text{balk}} = \sigma_s \frac{b \cdot h^2}{6}$$

där σ_s = sträckgräns; D = ytterdiameter, d = innerdiameter; b = bredd; h = höjd.

Beräknar man böjmomentet för de testade bulttyperna och plottar böjmomentet mot tvärsnittsarean finner vi att de rörformade bultarna har högre böjmoment än motsvarande massiva bultar.

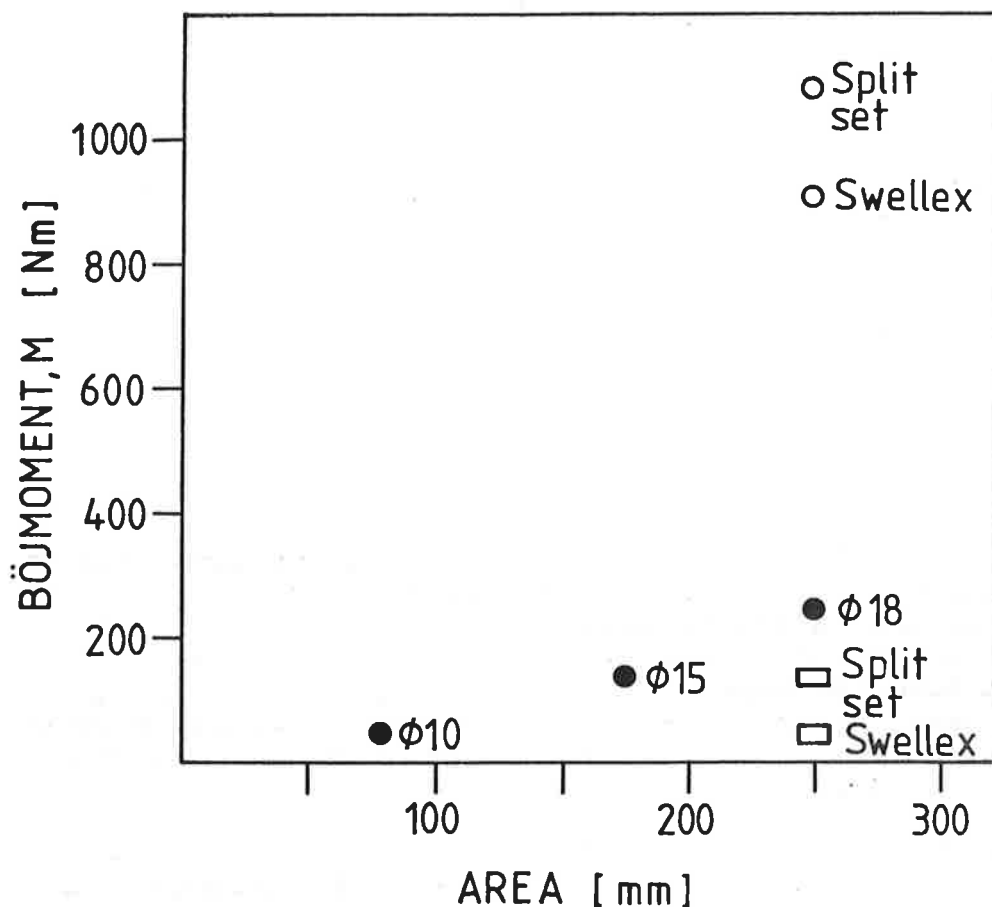


Fig 7 Böjmomentet för olika bultar med olika tvärsnittsarean.

Bending moment versus cross section area for different rock bolts.

Om man gör antagandet att rörbultarna plattas ihop och böjs som en balk (se fig 6) finner vi att böjmomentet för dessa bultar blir lägre än för massiva bultar med samma tvärsnittsarea. Detta stämmer väl med resultaten från skjuvförsöken på bultarna.

Hoptryckningen av de rörformade bultarna gör att dessa tål betydligt längre skjuvdeformation innan brott än massiva bultar. Vid testningen av Swellexbultarna på LuH tilläts inte bultarna glida i hålet. Vid Haas skjuvtester på Split Set bulten har man antagligen låtit bulten glida. Split Set bultens verkningsätt är sådant att den tilläts glida i hålet och ger däri-genom ett mjukt bultningsförband.

Sammanfattning

Resultaten från de utförda skjuvtesterna på bergbultar kan sammanfattas i följande punkter

- Det är viktigt att mäta rörelser nära sprickplanet för att undvika inverkan av deformationer i testutrustningen.
- För att få tillförlitliga resultat vid skjuvtester på bergbultar är det viktigt att bulttät-heten är så realistisk som möjligt jämfört med verkliga förhållanden.
- Bultarnas skjuvmotstånd är beroende av dess böjmoment.
- Rörformade bultar, Swellex och Split Set, ger ett lägre skjuvmotstånd än massiva bultar med samma tvärsnittsarea.
- Rörformade bultar tål längre skjuvrörelser längs skjuvplanet innan bultarna går av jämfört med massiva bultar.

SUMMARY

Shear tests have been performed in a large shear rig on different types of rock bolts. In this article are the results from tests on massive steel bolts and Swellex bolts presented. The results of the tests show that for bolts with the same cross sectional area, tube bolts have lower shear resistance than massive bolts. However, the tube bolts can withstand larger shear displacements before failure.

The relation between the cross sectional area of the rock bolt and the joint surface seems to influence the test results. A large bolt across a rock joint gives higher shear failure stress than the failure stress for a smaller bolt across the same rock joint. Because of this effect, the tests were performed on 8 mm diameter bolts only. This bolt gives a realistic boltintensity in the joint.

REFERENSER

- Bjurström, S. 1973, Bergbultförband i sprickigt berg. Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrån Rapport 121:3, Stockholm.
- Dight, P. 1983, Improvements to the stability of rock walls in open pit mines. PhD Thesis, Monash University, Australia.
- Haas, C.J., Keith, H.D., Nitzsche, R.N., Janakkumar, D., Hoffman, R.L. and Patrick, W.C. 1975, An investigation of the interaction of rock and types of rock bolts for selected loading conditions. Sec. Annual Report. Rock Mechanics and Explosives Research Center, University of Missouri-Rolla, U.S.A.
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1980, Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

CEMENTINGJUTNING AV BULT I SPRUCKET BERG - MODELLFÖRSÖK

Cement grouting of bolts in fissured rock -
model tests

Avdelningsdirektör Jüri Martna och civilingenjör
Anders Halvarsson, Statens Vattenfallsverk

Inledning

Vid ingjutning av slaka bergbultar kan ingjutningen misslyckas om berget är av dålig kvalitet. Det anses föreligga en risk för att ingjutningsbruket försvinner i med borrhålet korsande sprickor eller att inläckande vatten spolar bort delar av bruket innan detta hunnit hårdna. Bulten får därvid inte ett tillfredsställande korrosionsskydd. En försämring av bultens förankring kan också bli följden.

Stora krav ställs därför på arbetsutförande och kontroll vid ingjutningen. Vattenförlustmätning utförs oftast om man vid borrhningen gjort iakttagelser som tyder på dåligt berg.

Om vattenförlusten vid vattenförlustmätningen anses alltför stor måste borrhålet injekteras innan bultsättning får ske. Enligt i dag gällande anvisningar vid Vattenfall måste tätning göras om vattenförlusten i torrt berg är större än 0,5 l/min/100 kPa(e) som genomsnitt på högst 4 m hålvåning vid fortvarighets-tillstånd. Injektering måste också göras om berget är vattenförande och inläckaget av vatten uppgår till minst 20 droppar/min/100 kPa(e) per hål.

Några undersökningar beträffande inträngning av bult-ingjutningsbruk i smala spalter är inte kända. Det är heller inte känt vilken förmåga ett färskt bultingjutningsbruk har att täta mot ett vatteninläckage. Man kan därför inte säga om de ovannämnda kraven beträffande vattenförlust respektive vatteninläckage är rimliga.

För att få en bättre uppfattning om dessa problem har modellförsök utförts vid Vattenfalls betonglaboratorium i Ringhals under hösten 1982 och våren 1983 (Halvarsson 1983).

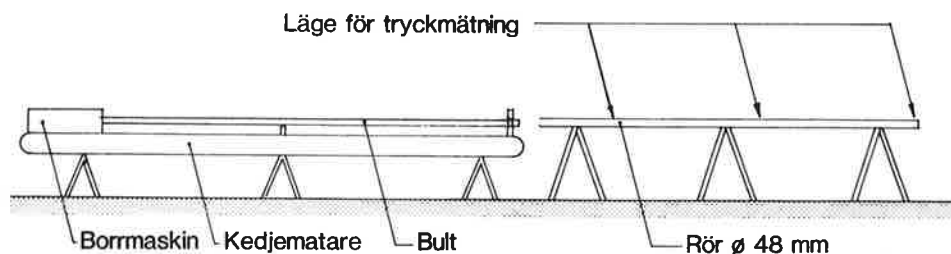
Undersökningarna hade följande syften:

- undersöka vilka tryck som uppkommer i ingjutningsbruket vid införandet av bulten
- studera inträngning av ingjutningsbruk i sprickor vid bultsättning i borrhål med korsande sprickor av varierande spaltbredd
- undersöka det färska ingjutningsbrukets tätande förmåga mot ett vatteninläckage
- finna ett samband mellan vattenförlust och godtagbar bultsättning utan föregående injektering.

Samtliga försök har gjorts med ingjutningsbruk baserade på cement. Huvuddelen är utförda med cementpasta d v s en blandning av enbart cement och vatten.

Tryckmätning

Syftet med dessa försök var i första hand att bestämma de tryck som uppkommer i ingjutningsbruket, när en bult förs ner i borrhålet. Ett borrhål simulerades med hjälp av ett 5,0 m långt stålrör med 48 mm:s innerdiameter. I ena änden av röret limmades en hylsa fast, så att röret här blev helt tätt. Röret placerades horisontellt på tre stöd. Inmatningen anordnades med hjälp av en tryckluftdriven kedjematare försedd med en bormaskin med slagverk - se figur 1.

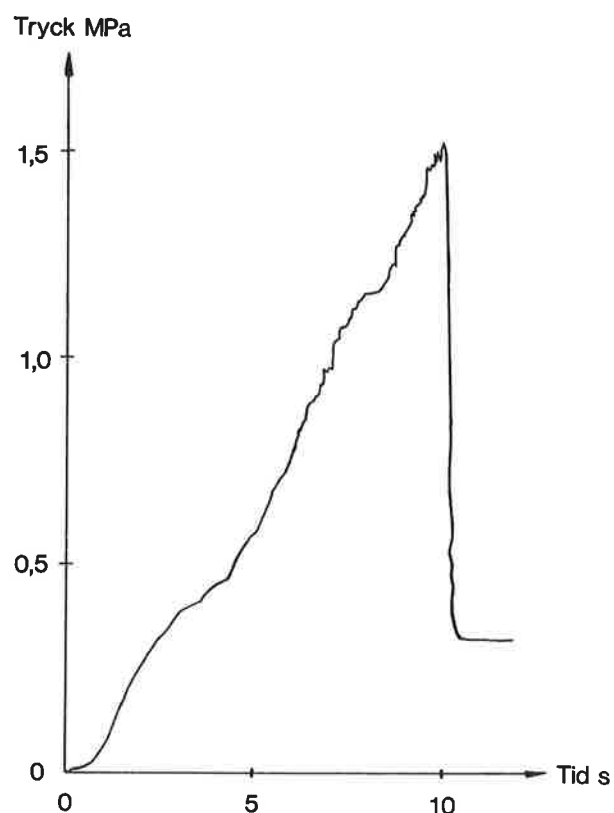


Figur 1 Principskiss över uppställning av försökanordningar vid tryckmätningförsöken.

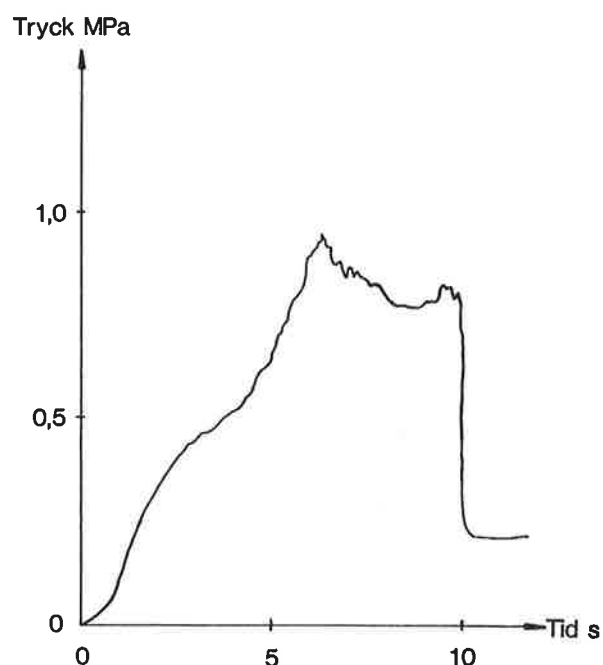
Arrangement of the pressure measurement tests.

Trycket i ingjutningsbruket mättes med hjälp av töjningsgivare placerade 2,9 respektive 4,9 m från rörmynningen. Vid några försök mättes även trycket 1,0 m från rörmynningen. Kraften mättes med hjälp av en dynamometer placerad mellan bulten och bormaskinen. Tryck och krafter registrerades på en skrivare.

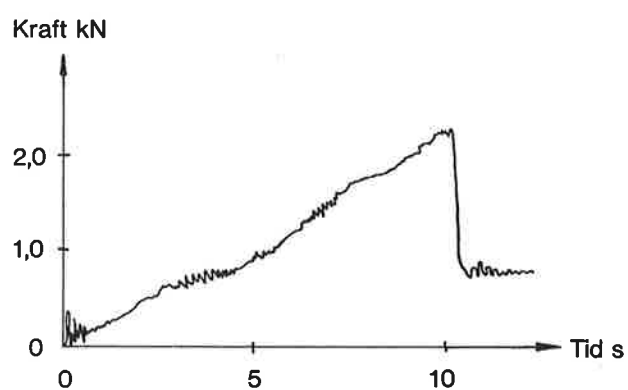
Allt ingjutningsbruk blandades i en tvångsblandare. Inpumpningen av bruket i röret gjordes med hjälp av en tryckluftdriven skruppump och slang enligt den så kallade modifierade SN-metoden.



Tryck 4,9 m från rörmynningen



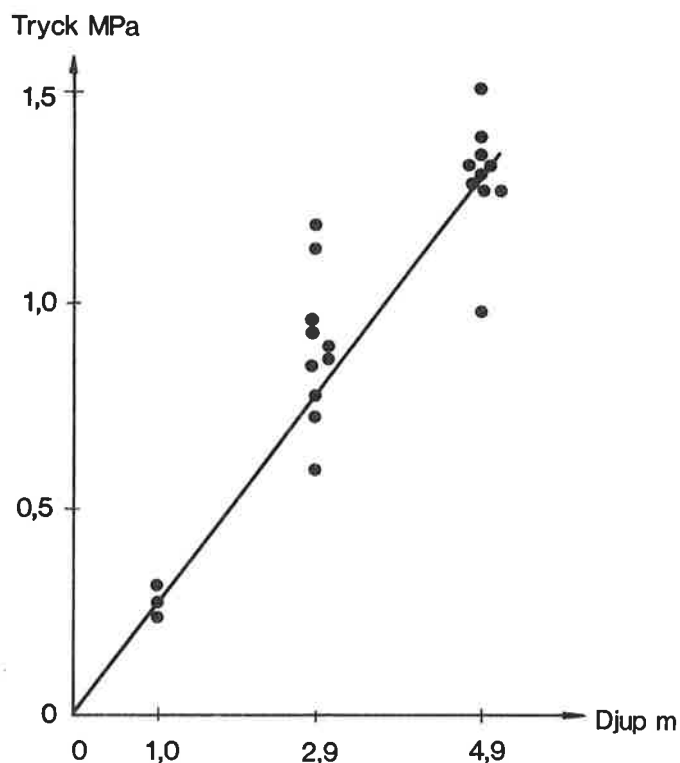
Tryck 2,9 m från rörmynningen



Bultindrivningskraft

Figur 2 Exempel på tryck i cementpastan och bultindrivningskraft, som registrerats vid ett av försöken.

Pressure in the cement grout and the bolt inserting force recorded during one of the tests.



Figur 3 Maximalt tryck i cementpastan på olika djup i det 5,0 m långa röret vid konstant indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Vct 0,28. Bult ϕ 32 mm. Brukstemperatur ca +11°C.

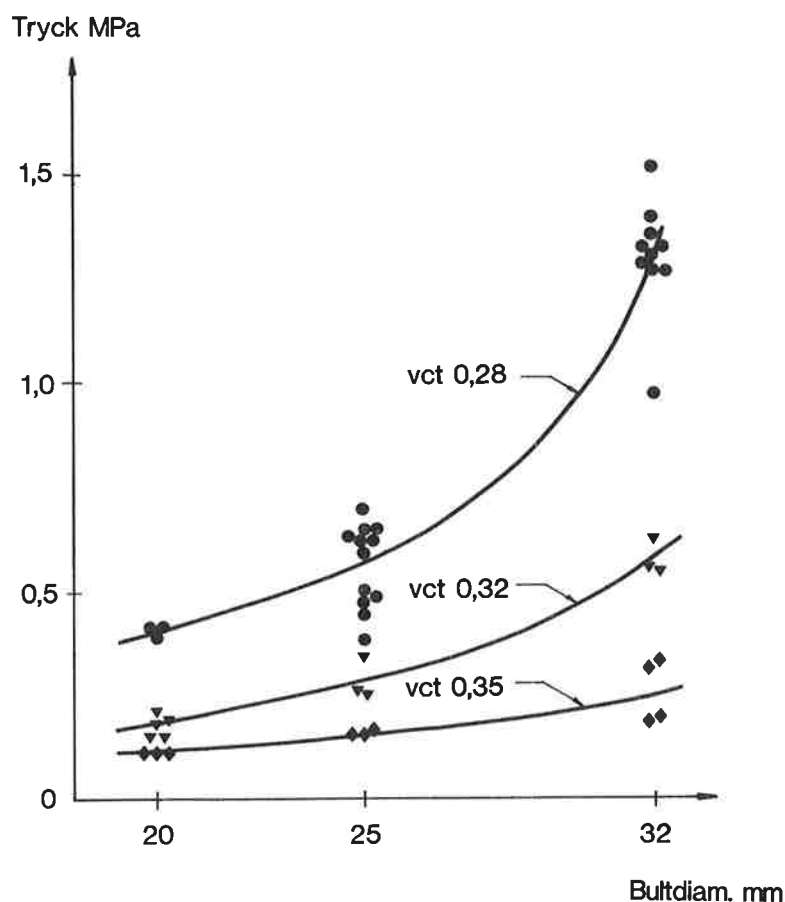
Maximum pressure in the cement grout at different depths in the 5.0 m long pipe at a constant bolt velocity of about 0.5 m/s. W/c ratio 0.28. Bolt diameter 32 mm. Grout temperature around +11°C.

Bulten fördes sedan med konstant hastighet in i röret tills den nått ett läge ca 200 mm från botten.

Exempel på tryck i cementpastan och bultindrivningskraft, som registrerats vid ett av försöken, visas i figur 2.

I figur 3 redovisas de maximalt uppmätta trycken på olika djup i det 5,0 m långa röret vid försök med bultdimension ϕ 32 mm och cementpasta med vatten-cementtal 0,28. Av figuren framgår att maximaltrycket ökar linjärt med avseende på avståndet från rörmynningen, när bultindrivningshastigheten är konstant.

Samtliga försök med några få undantag har utförts med konstant bultindrivningshastighet ca 0,5 m/s. För att utröna i vad mån storleken på trycket i ingjutningsbruket är beroende av bultindrivningshastigheten, utfördes tre försök med reducerad hastighet 0,23 - 0,24 m/s. De tryck som uppmättes vid dessa försök var endast ca 5% lägre jämfört med försöken med bultindrivningshastighet 0,5 m/s.

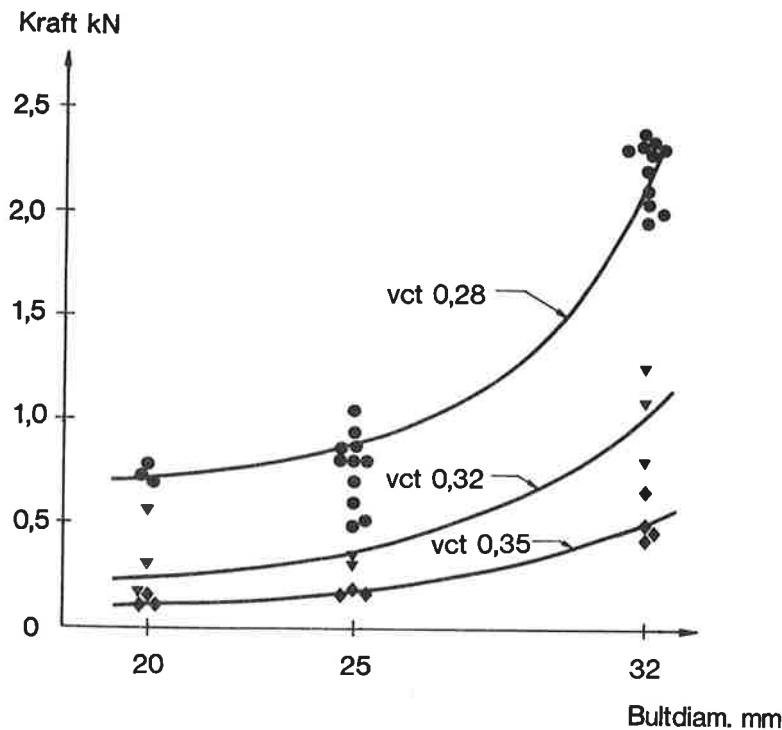


Figur 4 Maximalt tryck i cementpastan som funktion av bultdiameter. Rörlängd 5,0 m. Indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Brukstemperatur ca +11°C.

Maximum pressure in the cement grout versus bolt diameter. Pipe length 5.0 m. Bolt inserting speed about 0.5 m/s. Grout temperature around +11°C.

Diagram över tryckets beroende av bultdimension för cementpasta med vattencementtal 0,28, 0,32 respektive 0,35 finns redovisat i figur 4. Av denna framgår att trycket växer ganska kraftigt när bultdiametern närmar sig rördiametern. För samtliga provade cementpastor gäller att trycken blir 2-4 gånger större vid bultdimension $\varnothing$ 32 mm jämfört med $\varnothing$ 20 mm.

För samtliga bultdimensioner gäller att de maximala trycken är ganska starkt beroende av vattencementtalet. I ett bruk med styvare konsistens erhålls naturligt nog ett större tryck än i ett med lösare konsistens. Vid ändring av vattencementtalet från 0,35 till 0,28 ökar maximala trycket från ca 0,25 MPa till 1,3 MPa vid bultdimension $\varnothing$ 32 d v s en ökning med över 500%.

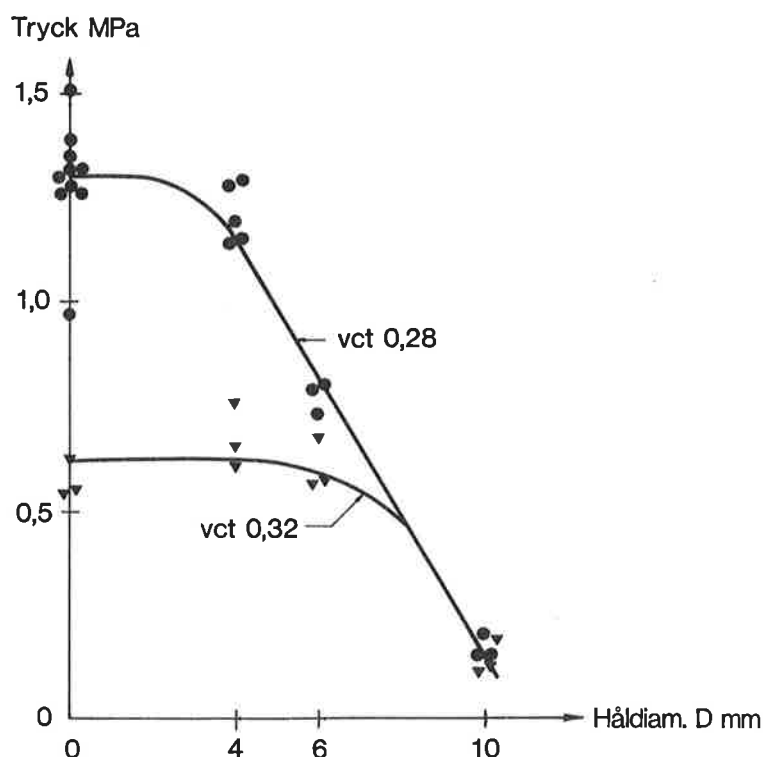


Figur 5 Maximal bultkraft som funktion av bultdimension. Rörlängd 5,0 m. Indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Brukstemperatur ca +11°C.

Maximum bolt force versus bolt size. Pipe length 5.0 m. Bolt inserting speed about 0.5 m/s. Grout temperature around +11°C.

Maximal bultkraft som funktion av bultdimension för olika vattencementtal redovisas i figur 5. De uppmätta bultindrivningskrafterna varierar mellan 0,1 och 2,2 kN. Formen hos kurvorna över bultkraften är förhållandevis lik formen hos motsvarande kurvor över uppmätta tryck i cementpastan i botten av röret. Detta är också ganska naturligt då det bör råda proportionalitet mellan bultindrivningskraft och maximalt tryck i cementpastan.

För att se hur tryckförhållandena i cementpasta påverkas av en öppning i röränden borrades ett hål i rörets ändplåt. Försök utfördes vid 4, 6 och 10 mm:s håldiameter. Den genom hålet utströmmande pastan samlades upp i ett kärl och vägdes. Diagram över trycket i botten av röret som funktion av håldiameter visas i figur 6. Av denna framgår att trycket endast påverkas marginellt av mindre öppningar. För cementpasta med vct 0,28 ligger gränsen vid ca 3-4 mm:s håldiameter och för cementpasta med vct 0,32 vid ca 6-7 mm. Vid ökande håldiameter sker en snabb minskning av trycket. Vid 10 mm:s håldiameter är trycket endast ca 10-20% av trycket vid tätt rör.



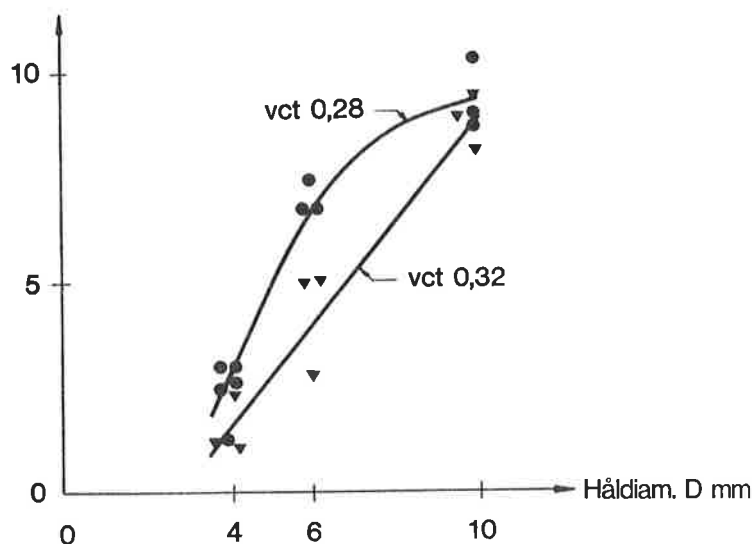
Figur 6 Maximalt tryck i cementpastan i botten av röret som funktion av håldiameter. Rörlängd 5,0 m. Cirkulärt hål D(mm) i rörets ändstycke. Bult $\varnothing$ 32 mm. Indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Brukstemperatur ca +11°C.

Maximum pressure in the cement grout at the bottom of the pipe versus the relief hole diameter. Pipe length 5.0 m. Circular relief opening D(mm) in the pipe bottom. Bolt diameter 32 mm. Bolt inserting speed about 0.5 m/s. Grout temperature around +11°C.

Utströmmad mängd cementpasta genom hålet för olika diametrar framgår av figur 7. Mängden varierar mellan ca 2 och 9 kg (1-4,5 liter).

Av figuren framgår, att den utströmmade mängden cementpasta är större för pastan med den styvare konsistensen. Detta kan vid första påseendet verka förvånande. Vid närmare eftertanke inses emellertid att detta är naturligt. Eftersom den inre friktionen är mindre i den lösare pastan, flyter den lättare bakåt i röret, när bulten förs in. Detta medför att trycket i den lösare pastan blir lägre. Därmed kommer en mindre mängd att pressas ut genom hålet.

Mängd cementpasta kg



Figur 7 Utströmmad mängd cementpasta som funktion av håldiameter. Rörlängd 5,0 m. Cirkulärt hål D(mm) i rörets ändstycke. Bult ϕ 32 mm med styrning till centrum av röret. Indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Brukstemperatur ca +11°C.

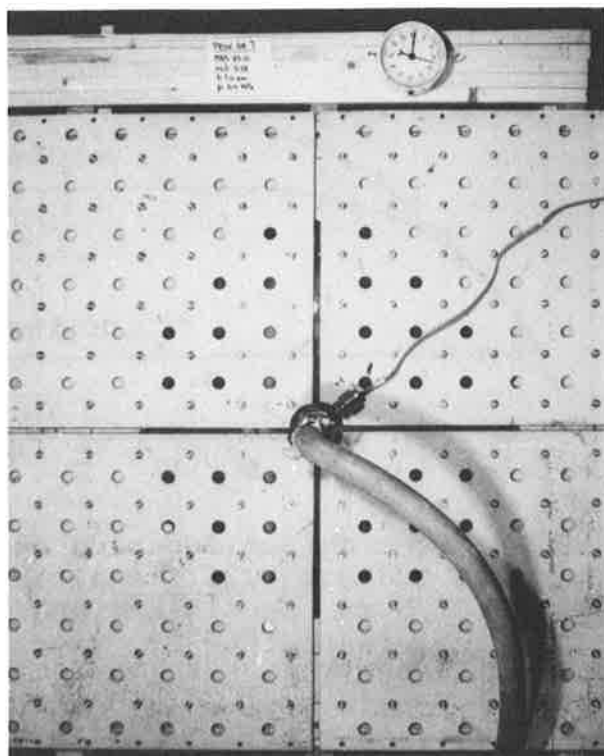
Loss of cement grout versus relief hole diameter. Pipe length 5.0 m. Circular relief opening D(mm) in the pipe bottom. Bolt diameter 32 mm. Bolt inserting speed about 0.5 m/s. Grout temperature around +11°C.

Spaltförsök - torr spalt

De försök som här beskrivs hade som målsättning att studera hur bultingjutningsbruk tränger in i tunna spalter. För att utröna tryckets och konsistensens betydelse för inträngningen utfördes försöken vid 0,4 respektive 0,8 MPa:s tryck och med vattencementtal 0,28 respektive 0,32.

Försök beträffande inträngning av injekteringsmaterial i smala spalter har i Sverige gjorts av Bergman m fl (1970, 1975). Liknande försök har även redovisats av Wittke (1968, 1969). Dessa försök har emellertid gjorts med tanke på injektering av bergmassor och med väsentligt mer lättflytande konsistens än de injekteringsbruk som användes vid de här beskrivna försöken.

Försöksanordningen vid försöken i Ringhals betonglaboratorium utgjordes av en ca 1x1 m stor stålplåt som underläggsplåt och fyra ca 0,25 m² stora plåtar som överplåtar. Mellan dessa skivor placerades en plexiglasskiva. Skivorna hölls ihop av genomgående skruvar placerade i rutnät med ett inbördes avstånd av 80 mm.



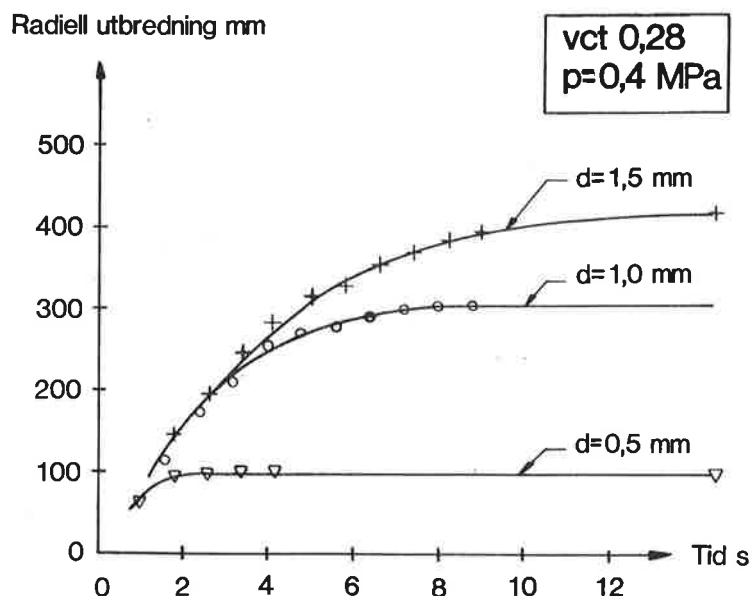
Figur 8 Exempel på foto taget under inträngningsförloppet vid ett av försöken.

Photo from one of the intrusion tests.

De spaltbildande mellanlägggen mellan underläggsplåten och plexiglasskivan utgjordes av distansbrickor i stål med 10-12 mm:s diameter. En mellanläggsbricka placerades vid varje genomgående skruv. I centrum av plexiglasskivan upptogs ett hål i vilket ett anslutningsrör av stål med 48 mm:s innerdiameter limmades fast.

Frammatning av cementpastan gjordes med en tryckluft-driven skruvpump via en slang från pumpen till anslutningsröret i plexiglasskivan. För att registrera inträngningsförloppet i spalten hade en motorförsedd spegelreflexkamera monterats upp i taket över skivorna. Foto taget under inträngningsförloppet visas i figur 8.

I de fall bruksfronten stannade innan den nått kanten på spalten kvarhölls trycket en stund. Någon fortsatt inträngning erhöles emellertid inte. Efter någon minut började mindre vattenkanaler bildas med början vid anslutningsröret. I dessa radiellt riktade kanaler pressades vatten fram från anslutningsröret.



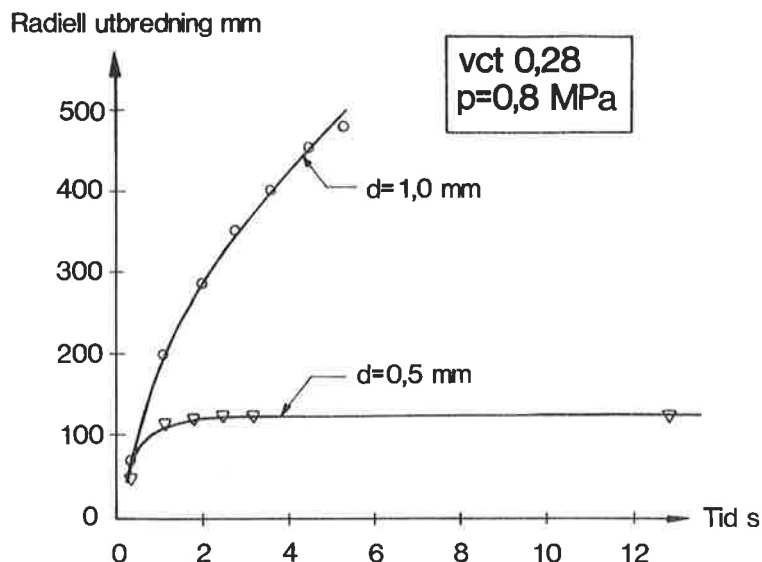
Figur 9 Radiell utbredning som funktion av tiden för cementpasta med vct 0,28 i spalter 0,5, 1,0 respektive 1,5 mm. Konsistens enligt ASTM C87-69: 61,53 respektive 57. Tryck ca 0,4 MPa. Brukstemperatur ca +11°C.

Radial flow versus time for cement grout with a w/c ratio of 0.28 in fissures of 0.5, 1.0 and 1.5 mm in width. Consistency according to ASTM C87-69: 61,53 and 57. Pressure about 0.4 MPa. Grout temperature around +11°C.

När de spaltbildande skivorna sedan monterades isär visade det sig, att det hade bildats en propp av torr cementpasta i anslutningsröret ur vilken vattnet hade pressats ur. Den radiella utbredningen av cementpasta i spalten som funktion av tiden för pasta med vattencementtal 0,28 visas i figur 9 och 10.

Vid samtliga försök med 0,5 mm:s spaltvidd erhöles endast en mycket begränsad inträngning - ca 100 mm. Vid spaltvidder på minst 1,0 mm har trycket en avgörande betydelse för inträngningsförmågan och hastigheten hos inträngningen. En väsentlig skillnad föreligger mellan försök utförda med 0,4 MPa:s respektive 0,8 MPa:s tryck.

Vattencementtalet har vid de gjorda försöken haft en förhållandevis liten inverkan på inträngningen. Enligt Bergman m fl (1970) är vid tunna spalter andra faktorer avgörande för injekteringsmaterialets inträngande bl a ytaktiviteten hos injekteringsmaterialet. Vid spaltvidder mindre än 0,4 mm uppges dessutom, att cementkornens storlek och eventuellt deras tendens att flocka sig är av så stor betydelse att viskositeten inte spelar någon roll för inträngningsförmågan.



Figur 10 Radiell utbredning som funktion av tiden för cementpasta med vct 0,28 i spalter 0,5 respektive 1,0 mm. Konsistens enligt ASTM C87-69: 63 respektive 53. Tryck ca 0,8 MPa. Brukstemperatur ca +11°C.

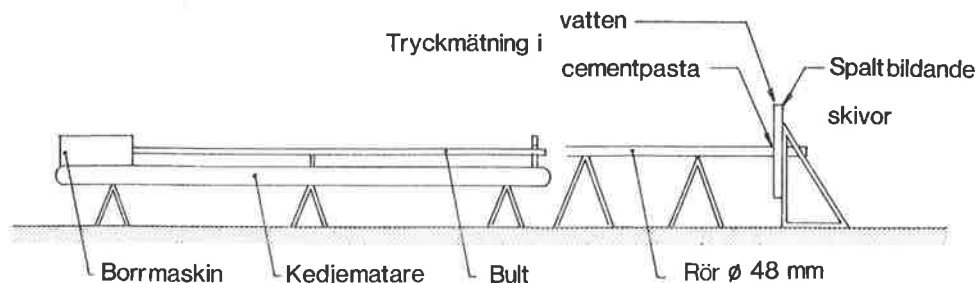
Radial flow versus time for cement grout with a w/c ratio of 0.28 in fissures of 0.5 and 1.0 mm in width. Consistency according to ASTM C87-69: 63 and 53. Pressure about 0.8 MPa. Grout temperature around +11°C.

Spaltförsök - vattenförande spalt

Spaltförsöken med torr spalt gav anledning att förmoda att den i en spalt utpressade cementpastan har en tätande funktion mot vattentryck. Man kunde konstatera att beroende på i första hand trycket pressades en del av vattnet i cementpastan ur. Pastan i anslutningsröret till spalten blev torr och hård. Det kunde därför antas att den kan bilda ett visst mottryck mot ett vatteninläckage. För att få ett begrepp om storleksordningen på den eventuellt tätande funktionen utfördes därför några försök.

Den försöksutrustning, som användes i tryckmätningförsöken, kombinerades med de spaltbildande skivor, som användes i försöken med torr spalt. Till de spaltbildande skivorna anordnades en vattenanslutning. En bult kunde då drivas in i röret och pressa ut cementpasta i den vattenförande spalten.

Önskat tryck och storlek på vattenflödet till spalten ställdes in. Vattnet fick sedan fylla spalten upp till anslutningen av det långa röret.

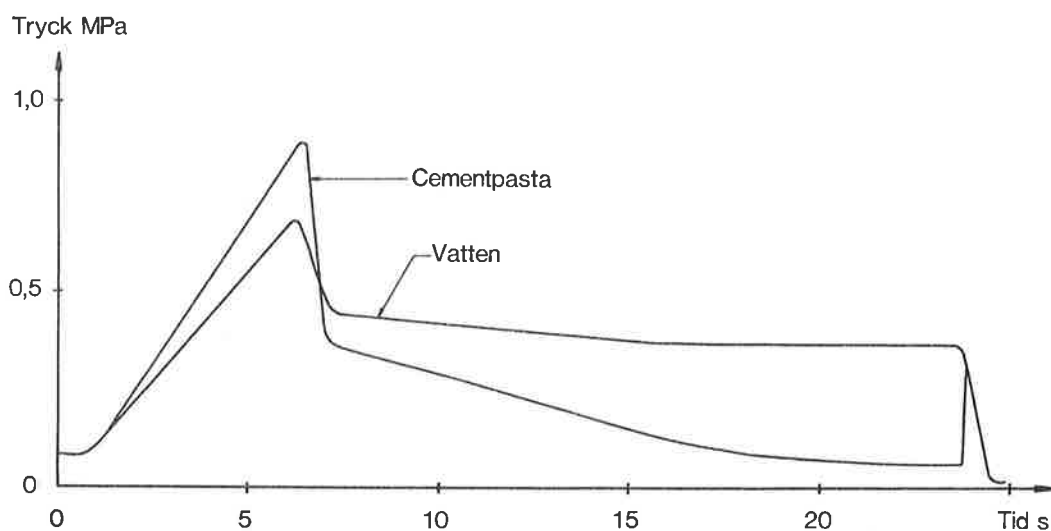


Figur 11 Principskiss över uppställning av försöksanordningar vid spaltförsök med vattenförande spalt.

Arrangement of tests with a water carrying fissure.

Cementpastan blandades enligt tidigare försök. Röret fylldes därefter med pastan med hjälp av skruvpumpen och slangen på samma sätt som vid tryckmätningförsöken. Vattnet i spalten fick stiga till anslutningshålet för den tryckgivare, som var avsedd för mätning av vattentrycket i spalten. Därefter skruvades tryckgivaren i och spalten tätades på så sätt.

Omedelbart efter det att tryckgivaren skruvats i startades skrivaren och bulten drevs in med hjälp av kedjemataren. Denna stannades när bultänden passerat spalten med ca 100 mm. Försöken avslutades när vatten trängde fram i mynningen av det långa röret.



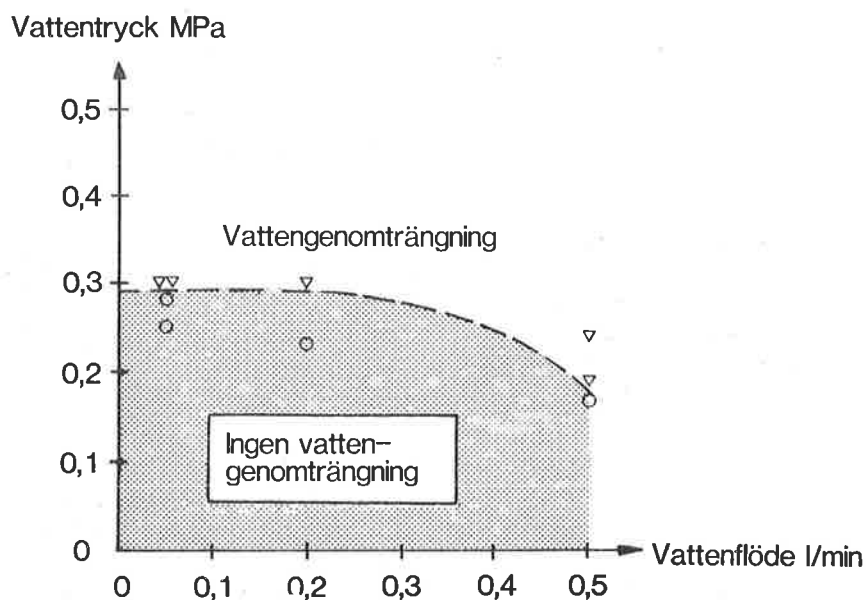
Figur 12 Ett av möjliga tryckförlopp för cementpastan i anslutningsröret och vattnet i spalten, ledande till vattengenombrott.

One of possible developments of pressure in the cement grout in the hole and in the water in the fissure, leading to breakthrough of water.

Om något vattenläckage ej uppstått efter ca 40 minuter och inga sprickbildningar eller förändringar kunde iakttas i den i spalten utpressade cementpastan avbröts försöket.

Med utgångspunkt från gjorda registreringar av vattentrycket i spalten och trycket i cementpastan i röret omedelbart framför spalten har ett tryckförlopp, för det fall att vattengenomträngning erhöles strax efter det att bulten förts in, ritats upp enligt figur 12.

Erhållna försöksresultat beträffande den tätande funktionen hos cementpastan för spaltvidd 1,5 mm visas i figur 13.



Figur 13 Cementpastans tätande funktion vid bultsättning med vatteninläckage med varierande flöden och tryck hos vattnet. 3,3 m långt rör. 1,5 mm:s spalt vinkelrätt mot rørets längdriktning 0,3 m från rørbotten. Bult $\varnothing$ 32 mm. Vct 0,28. Indrivningshastighet ca 0,5 m/s. Brukstemperatur ca +11°C.

- Försök där cementpastan tätade
- ▽ Försök där cementpastan inte tätade

The sealing effect of cement grout at varying flow rate and pressure of the water leakage. Pipe length 3.3 m. The intersecting fissure with a width of 1.5 mm perpendicular to the pipe at a distance of 0.3 m from its bottom. Bolt diameter 32 mm. W/c ratio 0.28. Bolt inserting speed about 0.5 m/s. Grout temperature around +11°C.

- The grout sealed the hole
- ▽ The grout did not seal the hole

Försöksresultaten antyder att gränsen för det vatten-tryck som cementpastan förmår täta mot ligger vid ca 0,2-0,3 MPa för samtliga undersökta spaltvidder - 0,5, 1,0 respektive 1,5 mm - och med de förutsättningar som i övrigt gällde vid försökens utförande. Eftersom vattenflödet upphör när spalten tätas av pastan är trycket i detta fall till största delen avgörande för om vatten-genomträngning skall erhållas eller ej.

Bestämning av sprickvidder i berg

Risken för att förlust av ingjutningsbruk i sprickor uppstår vid bultsättning kan endast bedömas om sprickigheten hos bergmassan runt borrhålet är känd. För att kunna göra denna bedömning korrekt krävs i princip att läget på sprickorna fastställs samt att spaltvidden hos de olika sprickorna bestäms. Vattenförlustmätning är den metod som nästan uteslutande används i dag för att ge information om sprickigheten hos bergmassan vid bultsättning.

Praxis beträffande gränser för tillåtna värden på vattenförlust i torrt berg varierar mellan olika länder. I tabell 1 ges exempel på gränsvärden från olika delar av världen, vilka använts vid olika projekt. Som framgår av tabellen är kraven beträffande tillåten vattenförlust synnerligen varierande.

Det föreligger avsevärda svårigheter att med hjälp av endast resultaten från vattenförlustmätningar kunna göra en korrekt bedömning av sprickigheten hos berget. Det finns emellertid några metoder kända med vars hjälp erhållna vattenförluster kan användas för att ge en uppfattning om sprickförekomst etc. Två metoder som inte närmare kommer att behandlas här finns redovisade av Snow (1968) och Carlsson & Olsson (1978). Båda metoderna bygger på att permeabiliteten eller den hydrauliska konduktiviteten bestäms genom vattenförlustmätningar. Ur permeabiliteten eller den hydrauliska konduktiviteten kan sedan beräkningar beträffande sprickvolym och sprickvidd göras.

Baker (1955) har formulerat en ekvation för laminärt radiellt flöde av en vätska mellan ett cylindriskt hål och en spalt med konstant spaltvidd, som helt korsar hålet. Ekvationen kan tecknas på följande sätt:

$$p_R - p_r = - \frac{6\mu Q}{\pi d^3} \ln R/r$$

där p= trycket
 R= influensareans radie
 r= borrhålets "
 μ= dynamiska viskositeten
 Q= vattenförlusten
 d= sprickvidden

Source	Flow rate	Pressure	Diameter of hole	Depth of hole
GERMANY (Brunner—1970)	5litres/min	Range not specified (atmospheric assumed)	Range not specified	Range not specified
(Bomhard and Sperber—1973)	1litre/m/min (0.067gal/ft/min)	10atm (gauge)	Range not specified	Range not specified (10ft stage assumed)
SWITZERLAND (Moschler and Matt— 1972)	1litre/m/min (0.067gal/ft/min)	10atm (gauge)	Range not specified	Range not specified (10ft stage assumed)
(Buro—1970)	0.08gal/ft/min (water gain)	10atm (gauge)	Range not specified	Range not specified
	Example Hongrun underground powerhouse	Hole depth=36-65ft	Hole dia=4in-4½in	
SOUTH AFRICA (Cementation—1962)	0.075gal/100ft/min (Duration of test < 10min)	Range not specified (atmospheric assumed)	Range not specified	Range not specified
	Examples Warmbaths Weir: Witbank Dam: Swallow Falls Dam: Compies Dam: Henley Dam:	Hole depth= 83ft Hole depth= 97ft Hole depth=110ft Hole depth=130ft Hole depth=135ft	Hole dia=3½in Hole dia=3½in Hole dia=3½in Hole dia=3½in Hole dia=3½in	
NEW ZEALAND (Cementation—1962)	0.10gal/min over a 10ft stage for a period of 10min	Range not specified (atmospheric assumed)	Range not specified	Range not specified
	Examples Mahinerangi Dam: Wataiki Dam:	Hole depth=160ft Hole depth=169ft	Hole dia=4in Hole dia=4in	
AUSTRALIA (Standard CA35—1973)	0.001gal/in dia/ft/min	Range not specified	Range not specified	Range not specified
	Note Waterproofing is required when there is any outflow from the hole			
USA (PCI—1974)	0.001gal/in dia/ft/min for a period of 10min	5lb/in² (gauge)	Range not specified	Range not specified
MALAYSIA (Gosschalk and Taylor— 1970)	0.003gal/ft/min (rate of fall)	Atmospheric	Range not specified	Range not specified
	Example Muda Dam:	Hole depth=45-70ft	Hole dia=5½in	
UNITED KINGDOM (Parker—1955)	0.01gal/ft/min for a period of 10min	Atmospheric	Range not specified	Range not specified
	Examples Walwhan Dam, India Catagunya Dam, Tasmania Mazoe Dam, S. Rhodesia	Hole depth= 95ft Hole depth=120ft Hole depth=160ft	Hole dia=4in Hole dia=4½in Hole dia=4in	
Argal Dam, Falmouth	0.25gal/min (Duration of test < 10min)	Atmospheric	Hole dia=4in	47-135ft
	Note Due to range of hole depths flow rates varied from 0.0018-0.0053gal/ft/min at 1.4-4.0atm respectively			
Devonport Dockyard (UAC Ltd.—1973)	1litre/m/min (0.067gal/ft/min)	10atm (gauge)	Range not specified	Range not specified (10ft stage assumed)

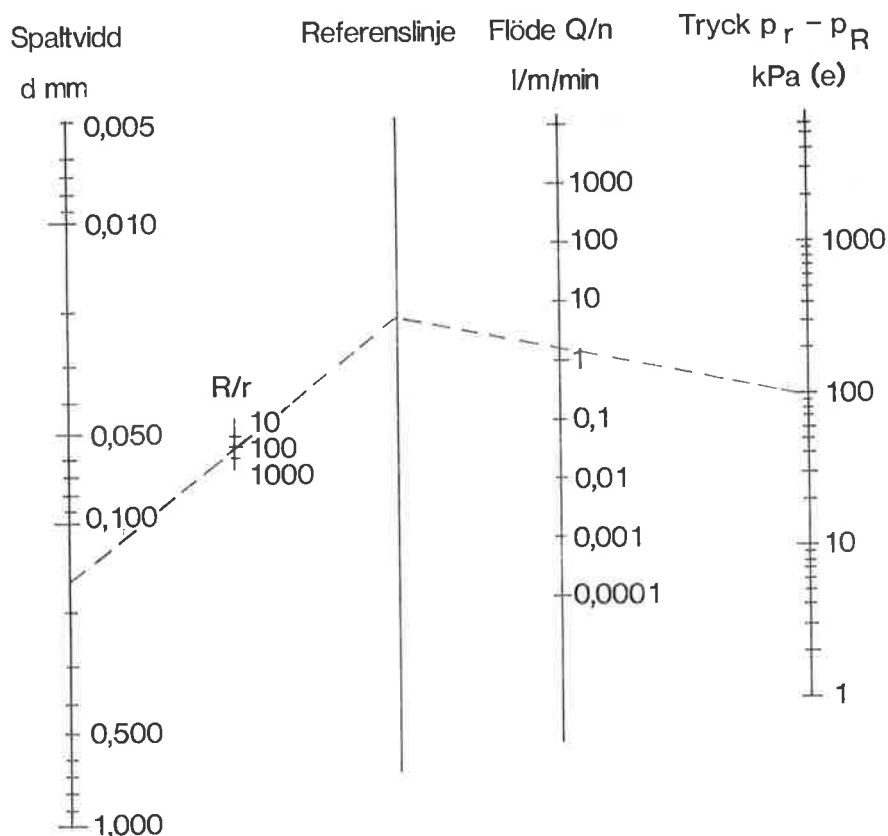
Tabell 1 Exempel på gränser för tillåtna vattenförluster i olika länder (1 UK gallon = 4,55 liter).
Källa: Littlejohn (1975).

Examples of limiting flow rates used in various countries (Littlejohn 1975).

Om vattenförlustmätning görs i ett hål med hålvåningslängden L meter och antalet sprickor i genomsnitt är n st per meter borrhål på undersökt hålvåningslängd kan ekvationen enligt ovan skrivas

$$P_R - P_r = - \frac{6\mu Q}{\pi n L d^3} \ln R/r$$

För att kunna lösa ekvationerna enligt ovan måste ett värde på R antas. Enligt Littlejohn (1975) är R/r = 100 ett vanligt antagande för borrhål med diameter 50-200 mm. Eftersom R uppträder i formen ln R/r i ekvationerna inverkar valet av R relativt lite på resultatet.



Figur 14 Nomogram över sambandet mellan vattenflöde och spaltvidd. Vattentemperatur $+5^{\circ}\text{C}$. Dynamisk viskositet $1,516 \cdot 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$.

Exempel: Vid vattenförlustmätning med 100 kPa:s övertryck och 4 m:s hålvåningslängd erhöles en vattenförlust på 6,1 l/min. Om antalet sprickor antas vara 1 st per meter borrhål motsvaras vattenförlusten av ett flöde $6,1 / (4 \cdot 1) = 1,5 \text{ l/m/min}$. I nomogrammet avläses då spaltvidden 0,15 mm om $R/r = 100$.

Källa: Littlejohn (1975). Nomogrammet har räknats om till för i Sverige vanligen använda enheter och för annan viskositet på vattnet.

Nomogram relating water-loss and fissure width. Water temperature $+5^{\circ}\text{C}$. Dynamic viscosity $1.516 \cdot 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$.

Example: The water-loss was 6.1 l/min at a gauge pressure of 100 kPa and a test section length of 4 m. Assuming one fissure per metre bore hole the water-loss corresponds to a flow of $6.1 / (4 \cdot 1) = 1.5 \text{ l/m/min}$. The nomogram gives a fissure width of 0.15 mm for $R/r=100$.

(Littlejohn 1975. The nomogram is converted into units commonly used in Sweden and adjusted to another viscosity of the water).

Vi antar som exempel att det i genomsnitt uppträder en spricka per meter borrhål och vattenförlusten mäts vid 4 meters hålvåningslängd och med 100 kPa:s övertryck. Vid en bergtemperatur av +5°C erhålls då om $R/r = 100$ följande resultat:

Spaltvidd mm	Vattenförlust l/min
0,06	0,4
0,15	6,1
0,4	115

Tabell 2 Exempel på samband mellan spaltvidd och vattenförlust.

Examples of fissure width versus water-loss.

Som framgår av tabellen kan kraftiga vattenförluster förväntas redan vid mycket små spricköppningar, vilket man bör komma ihåg vid bestämning av eventuella gränsvärden över tillåtna förluster.

Diskussion

Utpressning av ingjutningsbruk i en spricka kan vid bultsättning föra med sig både negativa och positiva konsekvenser. Förlusten av bruk kan som tidigare nämnts å ena sidan medföra att en otillräcklig ingjutning erhålls på viss del av bulsten med risk för korrosion och försämrad förankring som följd. Det i en spricka utpressade bruket kan å andra sidan ha en viss tätande effekt mot vatten.

Skall man med hänsyn till ovannämnda förhållanden generellt försöka undvika utpressning av bruk med hänsyn till risken för en dålig kringgjutning eller kan en viss utpressning i vissa fall accepteras eller t o m eftersträvas med tanke på tätningseffekten? De gjorda försöken har visat att relativt stora spaltvidder erfordras för att någon mer omfattande utpressning av bruk skall erhållas. Innan bultsättningen utförs måste man dock noga förvissa sig om att berget i anslutningen till borrhålet inte innehåller sprickor av sådan storleksordning att de kan orsaka en oacceptabel förlust av bruk. Om så skulle vara fallet måste hålet injekteras. I övriga fall bör bultsättningen utföras på sådant sätt att eventuella mindre sprickor tätas av utpressat bruk i samband med att bulsten förs in.

Hur skall man då välja de faktorer, t ex brukets konsistens och borrhålets diameter, som kan styras och som är avgörande för vilken mängd ingjutningsbruk som pressas ut? För att få en så god tätning som möjligt

av mindre sprickor skall en styv konsistens på ingjutningsbruket väljas och en inte alltför stor borrhålsdiameter i förhållande till bultdiametern. I båda fallen erhålls höga tryck i ingjutningsbruket, vilket medför att detta lättare pressas ut i håligheter och sprickor. Ett styvt bruk medför dessutom att hållfasthetstillväxten sker snabbare och att sluthållfastheten blir högre.

Enligt i dag gällande anvisningar vid Vattenfall ställs vid bultsättning i vattenförande sprucket berg krav på ett visst maximalt flöde hos vattnet för att permanent bultsättning skall få göras utan föregående tätning av borrhålet. De gjorda spaltförsöken med en vattenförande spalt visar emellertid att det för mindre vattenflöden är trycket hos vattnet som är avgörande för genomträngningsförmågan och att storleken på flödet är av mindre betydelse. Kravet för godkänd bultsättning utan föregående injektering bör därför också i första hand gälla trycket på det inläckande vattnet. För att förhindra rena urspolningseffekter av ingjutningsbruket innan bulten drivs in, måste dock även flödet begränsas.

Slutord

Författarna vill framföra ett hjärtligt tack till L Hallbjörn, S Jansson, G Jurell, L Lindström och U Norstedt för givande diskussioner och synpunkter beträffande försökens utförande. Ett varmt tack riktas också till K Ingevald, R Olofsson, L Strindell och T Öhman för värdefulla insatser i samband med utförandet av försöken.

Referenser

- Baker, W.J. 1955: Flow in fissured formations. Proc. World Petroleum Congress. Rome 1955. Section II/E. p. 379-393.
- Bergman, S.G.A., Lindman, K. & Söderman, P. 1970: Tunneltätning. Injekteringsmedels inträngning i sand och smala spalter. Statens råd för byggnadsforskning. Rapport R45:1970.65s. Stockholm.
- Bergman, S.G.A., Lindman, K., Lundström, L., Söderman, P. & Ullerud, S. 1975: Tunneltätning mot små läckage. Statens råd för byggnadsforskning. Rapport R25:1975. 82 s. Stockholm.
- Carlsson, A. & Olsson, T. 1978: Joint apertures in a pre-cambrian crystalline rock mass in Sweden. Bull. Int. Ass. Engineering Geology, Vol. 18. p. 127-130. Krefeldt.

Halvarsson, A. 1983: Bergbultning - modellförsök beträffande ingjutning av bult i sprucket berg. Examensarbete nr 275. 83 s. Institutionen för vattenbyggnad, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm.

Littlejohn, G.S. 1975: Acceptable water flows for rock anchor grouting. Ground Engng. 8(1975) 2. p. 46-48.

Snow, D.T. 1968: Rock fracture spacings, openings and porosities. J. O. Soil Mech. and Found. Div. ASCE, 94 (1968). No SM 1. Proc. Paper 5736. p. 73-91.

Wittke, W. 1968: Zur Reichweite von Injektionen in klüftigen Fels. Felsmechanik u. Ingenieurgeologie (1968) Suppl. IV. p. 79-89.

Wittke, W. & Louis, C. 1968: Modellversuche zur Durchströmung klüftiger Medien. Felsmechanik u. Ingenieurgeologie (1968) Suppl. IV. p. 52-78.

Wittke, W. 1969: Neues Verfahren zum Verpressen von klüftigem Fels mit Pasten auf der Basis von Zement. VDI Zeitschrift III (1969) p. 1568-1575.

Summary

Phenomena arising when a rock-bolt is inserted into a grout-filled hole have been studied. The bore hole was simulated by an instrumented steel pipe, which in some tests was also provided with an intersecting fissure of varying width. Most tests were performed with a grout consisting of only cement and water. Water cement ratios of 0.28 to 0.35 and bolt diameters of 20, 25 and 32 mm were used.

The pressure caused in the grout by the insertion of a bolt increases with the length of the bolt and amounts maximally to 1.0 - 1.5 MPa for a bolt five metres in length.

Tests were also performed on intruding viscous cement grouts into fissures of 0.5, 1.0 and 1.5 mm gap in width, with pressures of 0.4 and 0.8 MPa. The results indicate that the intrusion is highly dependent on both the pressure and the fissure width. For a 0.5 mm fissure width only a very limited intrusion was obtained.

A number of tests were made to investigate the capability of the fresh cement grout to seal against water intrusion. Sealing was achieved for a water pressure less than 0.2-0.3 MPa and a water flow less than 0.5 l/min.

A theoretical model valid for fissures of constant width is given, relating the water-loss to the fissure width; a nomogram, which can be used for determining fissure widths from measured water losses, is also given.

KABELBULTNING I FABIANMALMEN

Cable bolting in Fabian ore body

Bergsingenjör Håkan Selldén, LKAB Malmberget

1 INLEDNING

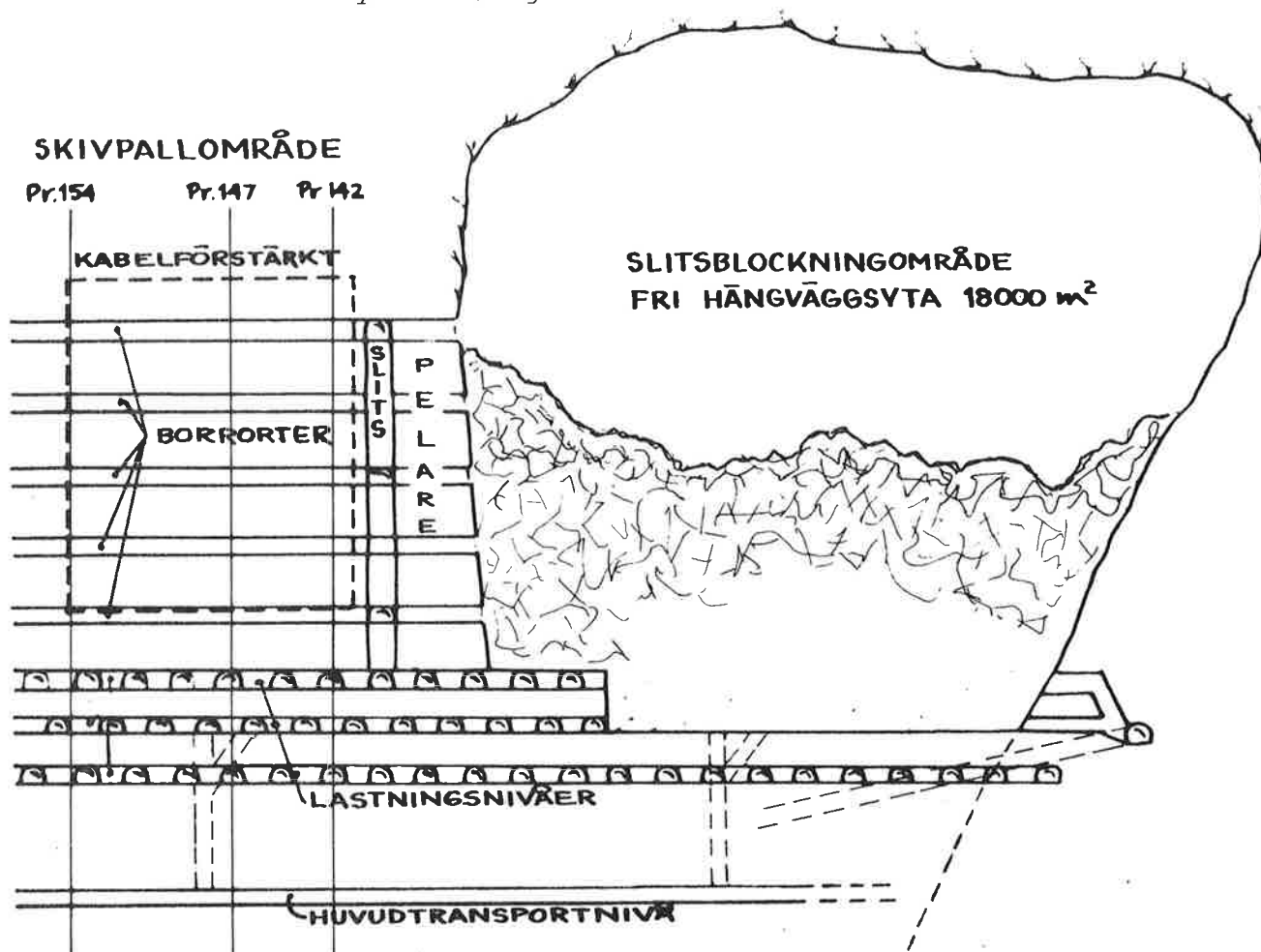
Malmkroppen Fabian utgör en del av Malmbergets gruvor. Den bryts på relativt lågvärdig järnmalm. Malmbrytningen startade 1971 med brytningsmetoden slitsblockning, en form av blockras. När 40 % av den tillredda malmvolymen hade brutits, övergavs denna brytningsmetod på grund av extremt dålig fragmentering, med stora skutproblem som följd. 1977 fattades beslutet att övergå till skivpallbrytning med Ø 4" sprängborrhål.

Slitsblockningen hade efterlämnat ett stort hålrum, 160 m långt, 150 m högt och 30 m brett. Relativt omfattande ras hade observerats i liggväggen medan inga ras hade konstaterats i hängväggen. Därför bestämdes det att endast liggväggen skulle förstärkas med helingjutna icke förspända skiplinor, d v s kabelbultar. Då erfarenheterna av denna typ av storskalig förstärkning var mycket begränsade beslöts det att rörelserna skulle övervakas med extensiometrar.

På Bergmekanikdagen 1981 beskrev dåvarande bergmekaniker i Malmbergsgruvan, Bert-Ove Johansson, kabelbultning, bl a i Fabianmalmen. I den artikeln nämns även extensiometrarna. I föreliggande artikel redovisas resultaten från nära tre års mätningar under vilken tid drygt 1 Mton malm brutits samt de slutsatser som dragits.

2 GEOLOGI

Malkroppen är 400 m lång, 110 m hög, 30-40 m bred och den stupar 75°. Taket befinner sig ca 250 m under markytan. (Figur 1)



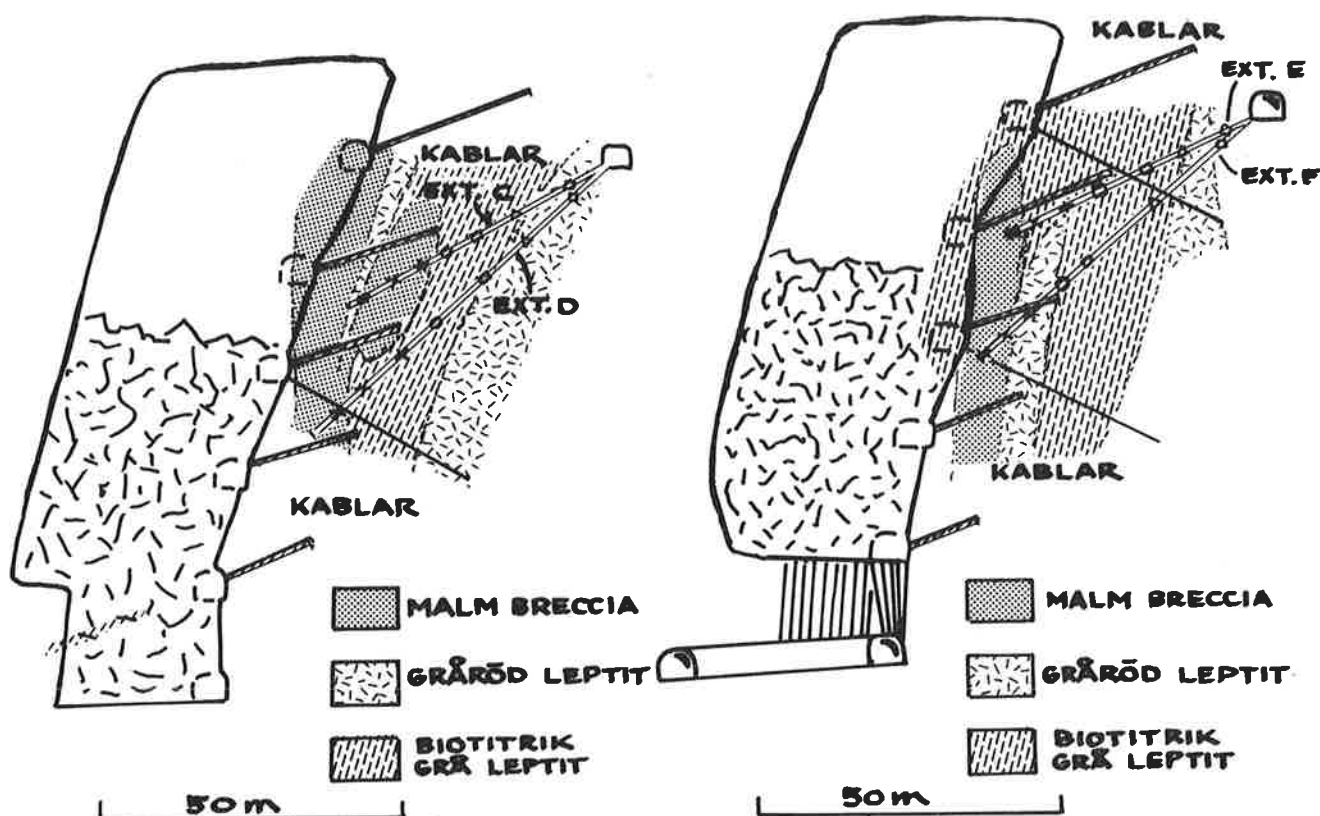
Figur 1 Längdprojektion av Fabians brytningsområde

Figure 1 Longitudinal projection of Fabian mining area

Malmreserven inom den tillredda delen av Fabian var ursprungligen 5 Mton magnetitmalm innehållande 40-55 % Fe. Malkroppen är oregelbunden, den består egentligen av flera malmgångar med gråberg emellan. Hängväggskontakten kan definieras geologiskt, men inte liggväggskontakten. Det öppna rummets liggvägg är således en kompromiss mellan brytningstekniska krav och geologi.

En del av det borrhärnmaterial, som erhållits vid undersökningsborrning, har undersökts med avseende på bergmekaniska egenskaper. Detta arbete har utförts inom LKAB och består av enaxlig tryckhållfasthetsbestämning och mätning av sprickfrekvens. Befintliga värden har gåtts igenom och ges tillsammans med respektive bergart i beskrivningen nedan.

Hängväggen består av kompetent rödgrå leptit och granit med enaxliga tryckhållfastheten 110-250 MPa. Malmbergarten är något sämre med hållfastheten 100-150 MPa och RQD 0,20-0,60. Liggvägens geologi är inte enhetlig i någon riktning, så nedanstående beskrivning är på sin höjd giltig i det kabelförstärkta avsnittet. I figur 2 återges de två vertikalkuror som innehåller extensiometrar



Figur 2 Vertikal projektion av a) Pr 142 och b) Pr 147 innehållande geologi, extensiometrar, undersökningshål och kablar.

Figure 2 Vertical projection of a) Pr 142 and b) Pr 147 containing geology extensometers, investigation holes and cables.

Den omedelbara liggväggen består av en 5-10 m tjock, någorlunda kompetent malmbreccia, som antas ha samma egenskaper som malmbergarten. Sedan följer på några ställen en tunnare zon rödgrå leptit, också någorlunda kompetent. Därefter kommer den bergart som antas ha orsakat de tidigare observerade rasen i liggväggen. Det är en biotitrik grå leptit med en hållfasthet på ca 50 MPa och RQD kring 0,6. Biotiten är koncentrerad till skikt, som stupar mer eller mindre parallellt med malmkroppen. Dessa skikt är kända för att vara glidningsbenägna och på så sätt orsaka instabilitet. Denna bergart har en mäktighet på 5-20 m, mäktigare på högre liggande nivåer. Ännu längre in i liggväggen finns en kraftigt vittrad gråröd leptit. Kärn-

karteringsprotokollen visar ofta på kärnför-lust i denna bergart. Där den är synlig i ort-väggar ser den mer ut som grus än som berg.

Bergspänningsmätning har utförts med bra resultat, men dessa har ingen betydelse för tolkningen av kabelförstärkningens uppförande och utelämnas därför.

3 BRYTNINGSMETOD

Brytningsmetod är skivpallbrytning med en okon-ventionell geometri, eftersom malmkroppen ur-sprungligen var tillredd för slitsblockning. Skivpallbrytningen började med att en 5 m bred slits togs ut tvärs över malmen och från last-ningsnivån till malmkroppens övre begränsnings-yta. På så sätt avgränsades en pelare mellan slitsblockningsrummet och det blivande skivpall-
rummet. Denna pelare var 35 m mellan häng- och
liggvägg och 10-35 m bred. Den var smalare vid
liggväggen och på de högre nivåerna.

Det finns fem borrhörter, samtliga i malm/ligg-väggskontakten. De ligger på var artonde meter i vertikalled. Från dessa borrhörter borrar 4" sprängborrhål i ett solfjädermönster. Last-ningsnivån består av en hängväggsort, en ligg-väggsort och tvärorter på 12,5 m inbördes av-stånd mellan dessa. En öppningsslits skapas mellan den lägst belägna borrhörten och ligg-väggsorten på lastningsnivån genom skjutning av vertikala hål. Lastning av malm startar vid denna slits i tvärorten under brytning. Slitsen vidgas sedan genom att tvärorten backas på skivrasmanér. Lastning fortsätter tills den lägst belägna borrhörten är öppen mot brytningsrummet och de nedåt-lutande hålen är åtkomliga för laddning.

Den återstående malmen magasinerar och kommer att lastas ut på två lastningsnivåer under den nuvarande. Den magasinerade malmhögen når upp till någonstans mellan 494 och 476 m avv och stöder i någon utsträckning de lägre delarna av liggväggen. Produktionssalvorna omfattar 100-140 kton malm och cirka 40 ton sprängämne.

4 FÖRSTÄRKNING

Ett av skälen för att välja slitsblockningsme-toden var den förväntade hängväggsinrasningen. Genom att välja en rasbrytningsmetod kunde man undvika problem med instabilitet i pelare och hängväggar. Men det visade sig att hängväggen inte rasade utan förblev stabil. På så sätt skapades ett stabilt öppet rum, utan att pelare sattes av. Det var uppenbart att Fabianmalmen var väl lämpad för någon öppen-rumsmetod. Å andra sidan hade relativt omfattande ras observerats i liggväggen. För att undvika gråbergsinblandning och för att förhindra ett storskaligt ras beslu-tade man att liggväggen skulle förstärkas.

Den enda tillgängliga metoden för denna typ av storskalig förstärkning var, och är fortfarande, kabelbultning. Denna metod hade använts med viss framgång i tre år i Malmbergets gruvor. Planering av förstärkningen utfördes av B-O Johansson, då bergmekaniker i Malmberget (Johansson, 1981). Då man inte kunde hitta några tillämpbara dimensioneringsregler, beslutade man att de första 90 m räknat från pelaren skulle förstärkas och att den totala kostnaden för förstärkning skulle motsvara vinsten av den antagna minskningen i gråbergsinblandning. Detta gav en total kabellängd på 3600 m. Den individuella kabellängden valdes så att kablarna skulle nå in i den biotitrika grå leptiten. Detta gav erforderliga kabellängder på 15-25 m med 20 m i genomsnitt. Då hade man 180 st kablar som skulle fördelas på 5 borrhörter och på en sträcka av 90 m i varje borrhört. Detta gav ett kabelavstånd på 2,5 m. Lutningen valdes till 20° därför att man var osäker på möjligheterna att installera kablar i uppåtriktade hål, brantare än så.

Kablarna var $\varnothing$ 36 mm skrotade hisslinor, med en av tillverkaren angiven brottlast på 90 ton för nya linor. Endast torr, icke infettad lina har använts. Betongblandningen bestod av enbart vatten och cement med vattencementtalet 0,45-0,50.

Installationsproceduren började med att betongblandningen pumpades in i hålet och sedan trycktes kabeln in. En utrustning som utvecklats speciellt för detta ändamål användes för att trycka in betongslangen och kabeln i hålet. (Johansson 1981). Med denna utrustning fick man en installationskapacitet på 250-350 m helingjuten kabel per skift.

5 INSTRUMENTERING

Få bergmekaniska hänsyn hade tagits vid dimensioneringen av förstärkningen och erfarenheterna av dess uppförande var mycket begränsade. Därför beslutades det att rörelserna i liggväggen skulle övervakas med hjälp av extensiometrar. Instrumentlayouten planerades av B Stillborg, då vid Högskolan i Luleå, och B-O Johansson. Layouten visas i figur 2. Två vertikala sektioner (Pr 142 och 147) instrumenterades med två extensiometrar i vardera. I Pr 142 installerades extensiometer C i 25° neråt och D i 40° neråt. I Pr 147 installerades extensiometer E i 25° neråt och F i 40° neråt. De är förankrade genom helingjutning.

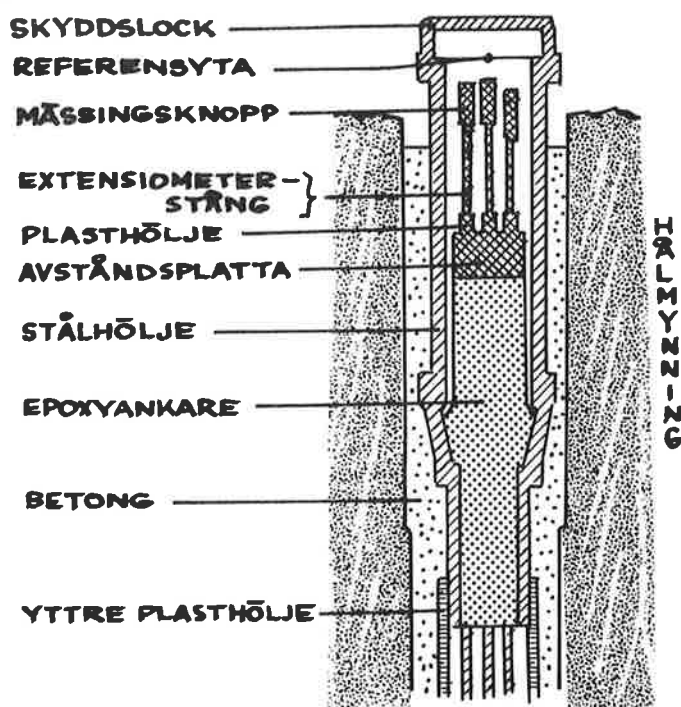
Extensiometrarna innehåller sju ankare fördelade enligt tabell 1, stänger av fjäderstål, skyddsrör mellan ankarna och ett mät huvud för avläsning med mätklocka.

Tabell 1 Fördelning av ankare längs extensio-
metrarna

Table 1 Anchor distribution along extenso-
meters

Ankare nr	Avstånd från mät huvud i extensiometer				Symbol
	C	D	E	F	
1	7.8	8.0	5.0	7.5	◇
2	20.0	21.5	14.0	21.5	△
3	26.5	31.5	20.0	38.0	□
4	32.0	42.0	28.0	45.0	○
5	37.0	50.0	36.0	49.5	+
6	42.0	58.0	41.0	55.0	x
7	47.0	63.0	44.0	61.0	*

Mät huvudets konstruktion (Figur 3) har påverkat av-
läsningarna.



Figur 3 Extensionmeter mät huvud

Figure 3 Extensometer measuring head

När ett ankare har rört sig 60-70 mm går mässing-
knoppen mot avståndsplattan och det går inte att
läsa av några rörelser. Därför avlägsnades mässing-
knoppen genom upprepade böjningar tills stangen gick av.
Kvar blev en ojämn och i några fall böjd stångände.
Avläsningarna kunde fortsätta, men noggrannheten för-
sämrades på grund av den ojämna ytan. Vid de till-
fällena då mässingknoppen har gått mot avståndsplattan
omedelbart efter en skjutning, är det inte känt hur
långt ankaret förflyttats. Då har det antagits att
rörelsehastigheten varit densamma som hos intill-
liggande ankare.

Avläsningar har gjorts med en mätklocka som har en upplösning på 0,01 mm. Omedelbart efter en skjutning har avläsningarna gjorts två gånger i veckan. Efter hand har tiden mellan avläsningar ökats till en gång var fjortonde dag. Extensiometrarna installerades efter det att slitsen var klar, men i god tid innan brytningsfronten hade nått den första profilen, Pr 142.

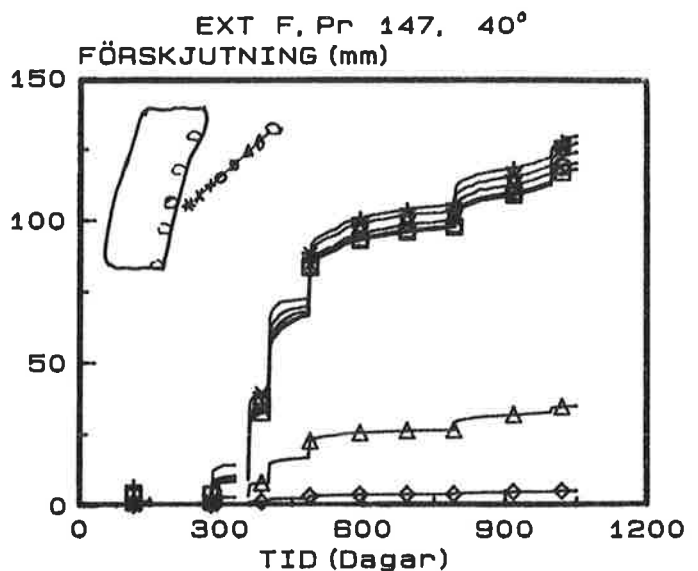
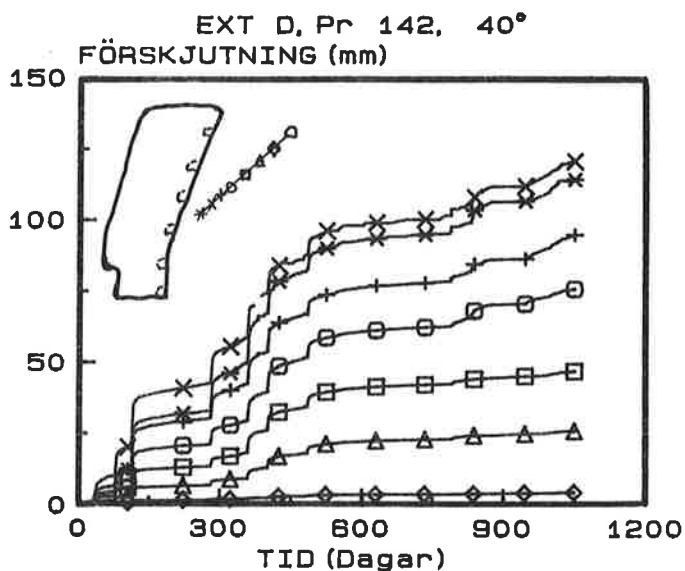
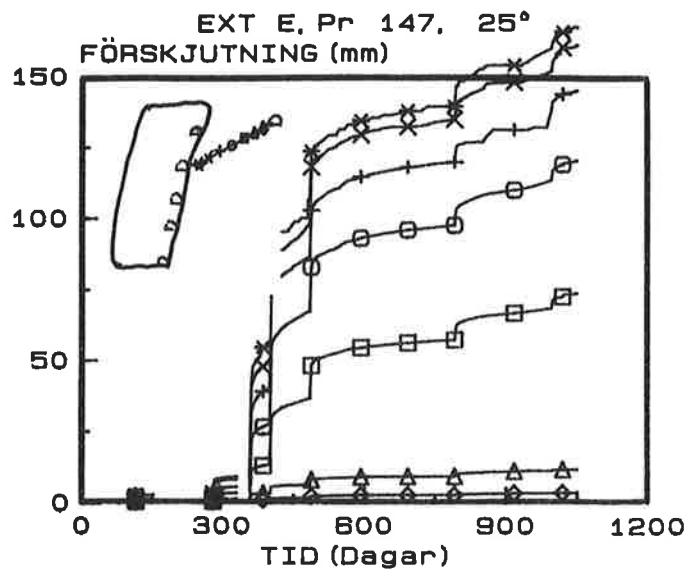
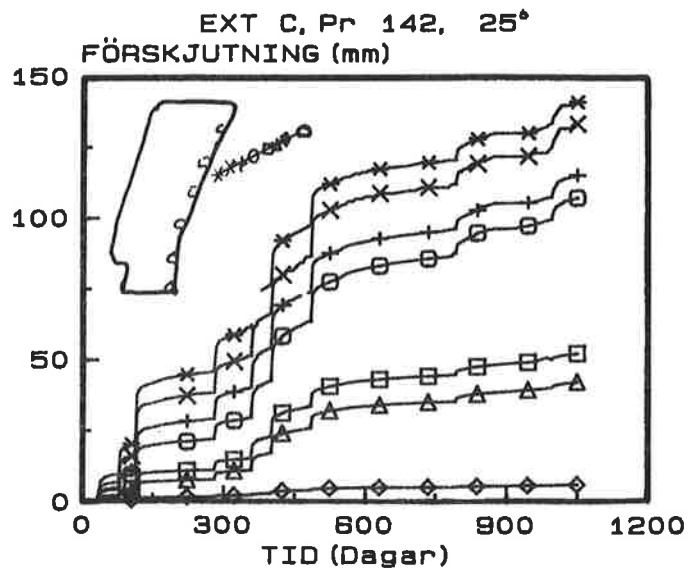
6 DISKUSSION

En korrekt tolkning av resultat från extensiometermätning kräver givetvis att extensiometrarna har fungerat bra. Därför diskuteras extensiometrarnas uppförande före utvärderingen av mätresultaten.

6.1 Extensiometrarnas funktion

Extensiometrarna installerades efter det att slitsen skapats, men innan brytningsfronten nått den första instrumenterade profilen (Pr 142, ext. C och D). En närmare titt på ett tid-förskjutningsdiagram i lämplig skala visar att rörelsen var praktiskt taget obefintlig före första skjutningen efter det att avläsningarna påbörjats.

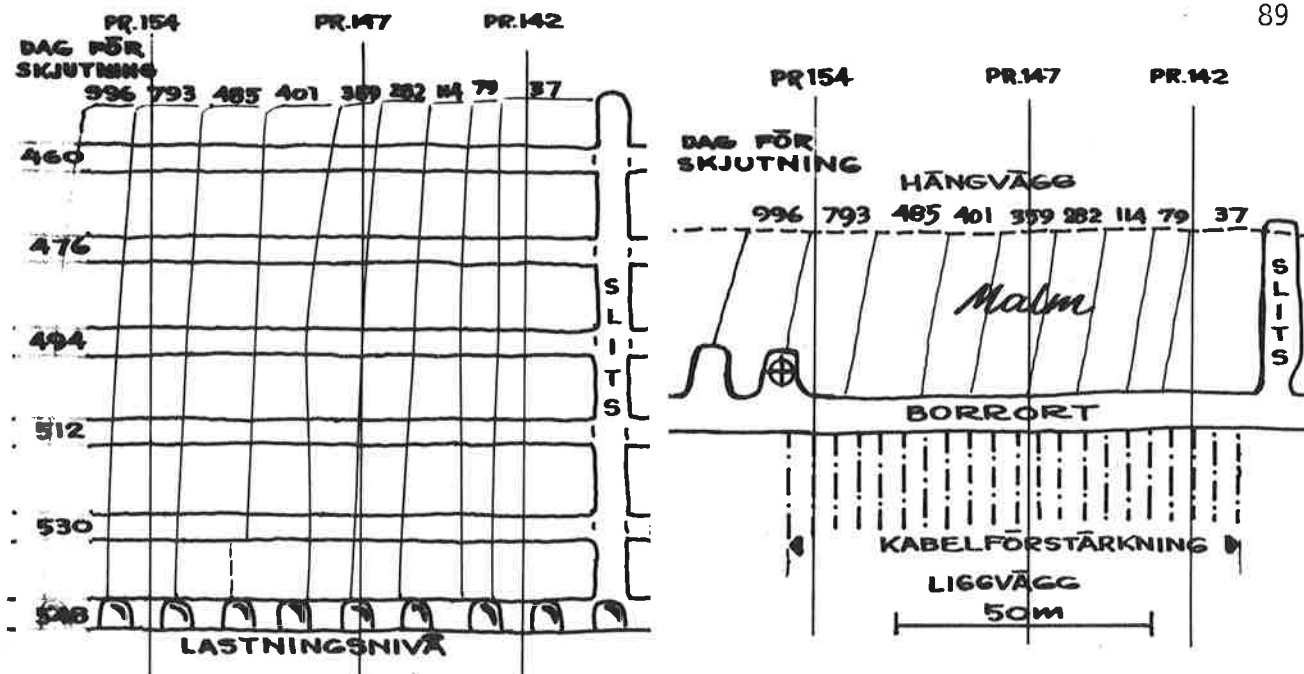
I figur 4 har förskjutningen mellan varje stångände och referensyta ritats som funktion av förflutet antal dagar sedan avläsningarna påbörjats.



Figur 4 Förskjutning mellan individuella ankare och mät huvud som funktion av tid

Figure 4 Displacement between individual anchors and collar vs time

I figur 5 visas brytningsfrontens läge efter skjutning av respektive storsalva. Tidpunkten för skjutning är angiven i antal dagar efter första extensiometeravläsningen. I figur 5 a visas en längdprojektion, sedd från liggväggen och i figur 5 b visas en horisontalprojektion av 494 m avv.



Figur 5 Brytningsfrontens läge efter skjutning av resp. storsalva och tidpunkt för skjutning i en längdprojektion och i en vertikalprojektion på 494 m avv.

Figure 5 Position of face after blast and time of blast in a longitudinal projection and in a vertical projection of 494 level.

En jämförelse mellan tidpunkten för hoppen i kurvorna i figur 4 och tidpunkten för skjutning i figur 5 visar på en perfekt överensstämmelse. Ankarna följer med bergets rörelse på grund av brytningen fortskridande och överför detta till stångändarna.

Några av kurvorna uppvisar en trappstegsform (t ex figur 4 ext. E ankare 7 (*)). Dessa kurvor kommer allihop från stänger, där mässingknoppen avlägsnats. Det högsta trappsteget är 4 mm och har uppmätts på en 40 m lång stång. En friktionskraft på 0,6 kN skulle krävas för att töja en stång av fjäderstål (E-modul 200 GPa) 0,01 mm/m. Det förefaller troligt att en sådan friktionskraft skulle kunna uppstå mellan en böjd stångände och hålet genom epoxyankaret i mät huvudet (Figur 3)

Kan den dragspänning som uppstår i stången på grund av friktionen orsaka plastisk deformation och därmed ge upphov till felaktig avläst förskjutning? Dragspänningen blir maximalt 20 MPa medan fjäderstålets sträckgräns är mer än 300 MPa, alltså har ingen plastisk deformation uppstått.

Slutsatsen blir att friktion har förekommit, men den har enbart påverkat jämnheten hos resultatkurvorna, inte de totala avlästa förskjutningarna.

En av svagheter hos extensiometermätning som metod är risken för skjuvning av borrhålet. Skjuvning skulle medföra att stängerna kläms ihop eller till och med klipps av och därmed att rörelsen hos ankare längre in i hålet inte överförs till stångänden. Mätvärdena från extensiometer F (Figur 4) kunde indikera en avklippning mellan ankare 3 ($\square$) och 4(o) eller mellan ankare 2 (Δ) och 3. Å andra sidan är den mest sannolika riktninen hos en skjuvrörelse brant neråt. Då skulle den flackare liggande extensiometern E uppvisat en sådan avklippning tidigare än F. Så är inte fallet och slutsatsen blir att extensiometeravläsningarna inte påverkats av skjuvning.

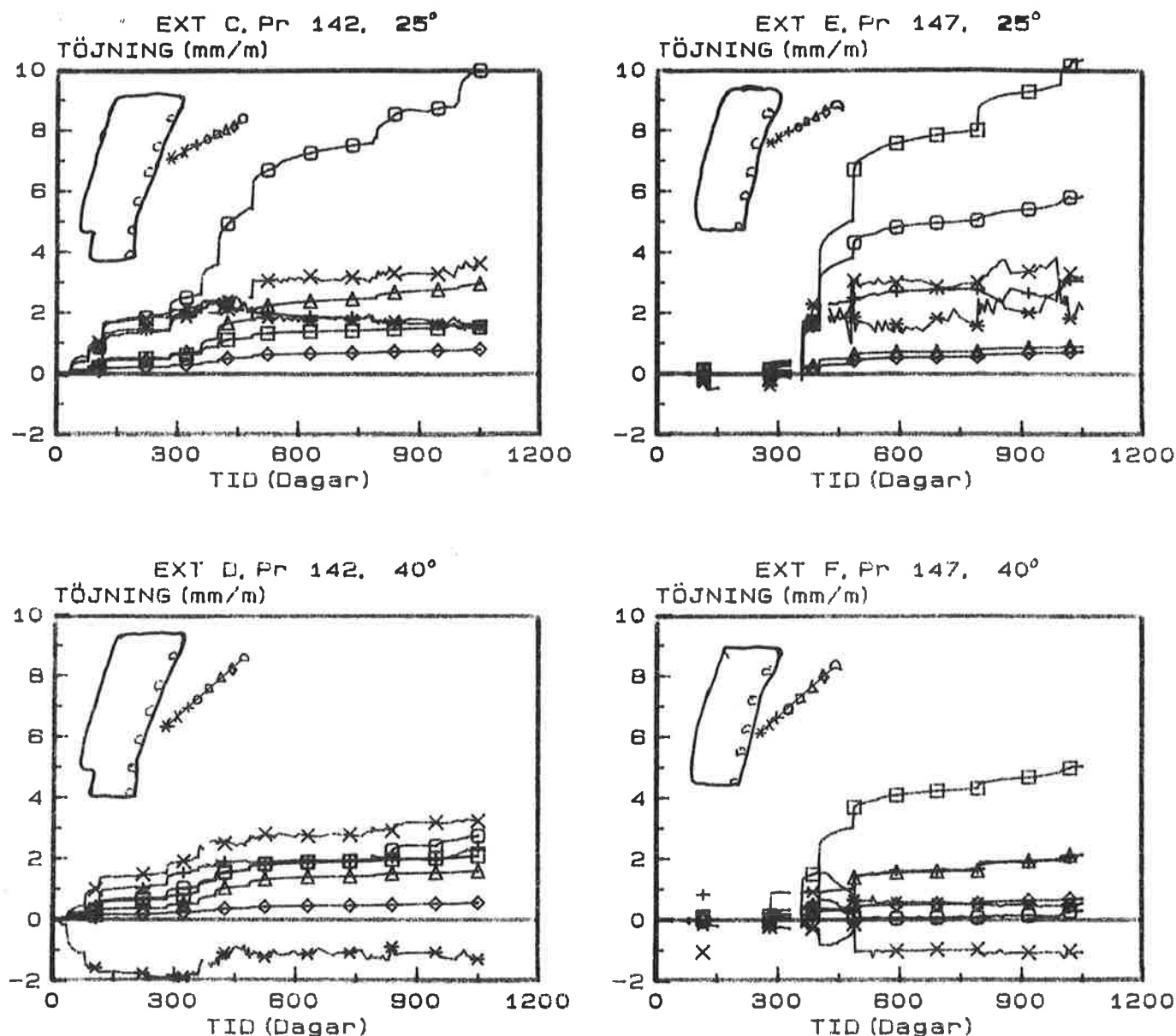
6.2 Bergrörelser

Det första man ser när man tittar på figur 4 är att förskjutningarnas storlek är större hos de två extensiometrar som lutar 25° (C och E) än hos de som lutar 40° (D och F). Detta trots att C och E är kortare än D och F. Slutsatsen blir att den huvudsakliga rörelseriktningen lutar mindre än 30° neråt. Glidningen längs svaghetsplan som stupar $50-75^\circ$ är mindre än den horisontella rörelsen in mot rummet. Kablarna kan förhindra en sådan glidning och den magasinerade malmen i rummet kan också bidra.

Förskjutningarnas storlek är större i Pr 147 (E och F) än i Pr 142 (C och D), vilket framgår av figur 4. Detta förklaras av skillnaden i avstånd till stödjande berg. Pr 142 ligger nära pelaren medan Pr 147 ligger långt från både pelaren och brytningsfronten. Pelaren förhindrar alltså rörelser i liggväggen trots att ganska mycket berg har kalvat från den synliga pelarsidan.

I figur 4 kan man också se att vissa kurvor förefaller löpa parallellt, t ex extensiometer C ankarna 4(o), 5(+), 6(x) och 7 (*) medan avståndet ökar mellan kurvorna 3($\square$) och 4(o). Motsvarande tendens finns hos extensiometer F.

Detta kan studeras närmare genom att förskjutningen mellan varje par av varandra intilliggande ankare beräknas. Dock påverkas beloppet hos förskjutningen av avståndet mellan ankarna. Därför har förskjutningsvärdet dividerats med avståndet och en genomsnittlig töjning erhållits. Denna töjning har ritats som funktion av tiden i figur 6.

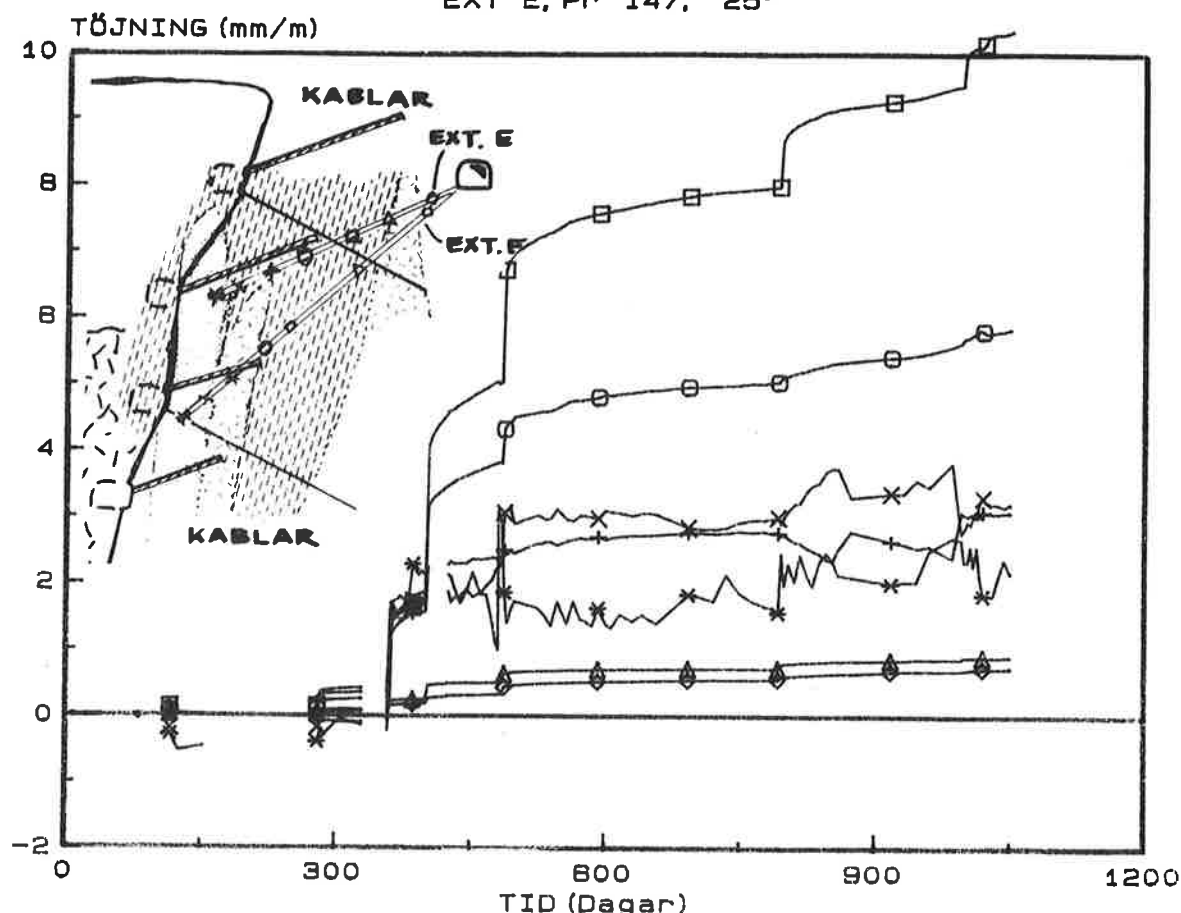


Figur 6 Töjning mellan varandra intilliggande par av ankare som funktion av tid.

Figure 6 Strain between adjacent anchors vs time.

Det framgår av figur 6 att det finns två zoner med avsevärt större töjning än någon annanstans. Dessa är zonen mellan ankare 3 och 4(o) i extensiometer C och zonen mellan ankare 2 och 4($\square$ och o) i extensiometer E. Töjningen är betydligt mindre mellan de ankare som befinner sig närmare rummets liggvägg. Detta skulle ha kunnat förklaras med förekomsten av de mer kompetenta bergarterna i den omedelbara liggväggen (Figur 2).

För att en bättre bild av var de stora töjningarna är belägna, har Figur 7 ritats. Där har vertikalprojektionerna av Pr 147 lagts in i töjnings-tid-diagrammet från extensiometer E.



Figur 7 Töjning mellan ankare som funktion av tid i extensiometer E samt dessa ankares lägen i förhållande till varandra och till geologin.

Figure 7 Strain between anchors vs time in extensometer E and these anchors position in relation to each other and to the geology.

När man tittar närmare på figur 7 ser man att den stora töjningen mellan ankare 3 och 4 i extensiometer E förekommer i samma bergart som den lilla töjningen mellan ankare 4 och 5. Om man i stället jämför kablarnas läge i närheten av extensiometer E med zoner med stora respektive små töjningar, visar det sig att töjningarna är små inom det kabelförstärkta partiet och avgjort större strax innanför (Figur 7).

Töjningarna verkar dessutom vara mindre än 4 mm/m överallt i det kabelförstärkta partiet. Slutsatsen blir att kablarna binder ihop berget och bildar på så sätt ett styvt paket. Kablarna tar last.

Maximala förskjutningen i det kabelförstärkta berget är 25 mm mellan ankare 4 och 5(+) i extensiometer E. Om man antar att denna förskjutning sker över 2 m kabel med E -modulen 120 GPa och effektiva ytan 0.0006 m^2 , ger Hooke:s lag lasten 90 ton i kabeln. Denna last motsvarar precis den

av tillverkaren uppgivna brottlasten. Det är mycket möjligt att det finns kablar som är belastade till nära brottgränsen.

Det huvudsakliga skälet för övervakning av bergrörelser är möjligheten att förutsäga instabilitet i liggväggen. Emellertid finns det inget värde på maximal förskjutning före brott, utan acceleration hos förskjutningen kommer att användas för att indikera begynnande instabilitet. Hittills har ingen acceleration av rörelserna kunnat iakttas och något större brott har inte heller inträffat. Några lösa kabeländar, 2-3 m långa, har observerats, vilket tyder på att 2-3 m berg har rasat från liggväggen. Detta kan dock anses försumbart i sammanhanget. Rörelserna stannar aldrig upp helt, inte ens på 300 dagar, vilket är den längsta tiden mellan skjutningar.

Stabiliteten kan alltså övervakas mellan stor-skjutningarna. Däremot är det svårare att förutsäga vad som kommer att hända efter nästa skjutning, eftersom denna kan starta ett brottförlopp. Om man jämför kurvornas utseende efter varje skjutning visar det sig att förskjutningen mellan sista avläsningstillfället och första efter skjutning minskar med tiden (Figur 4). Detta tyder på att inverkan från skjutningarna minskar och därmed att inga indikationer på begynnande instabilitet finns. Däremot indikerar det faktum att rörelserna aldrig stannar upp, att brott kommer att ske i liggväggen i ett mycket långt tidsperspektiv. Därför måste övervakning fortsätta att utföras mycket noggrant.

SLUTSATSER

1. Extensiometeravläsningarna visar faktiska bergrörelser
2. Liggväggens rörelse är i huvudsak in mot rummet, inte glidning längs brant stupande (50-75°) svaghetsplan.
3. Pelaren förhindrar liggväggsrörelser
4. Kabelbultarna förhindrar bergrörelse och tar avsevärd last.
5. Förskjutningarna har hittills inte uppvisat acceleration, vilket tyder på att liggväggen är stabil till nästa skjutning.
6. Förskjutningarna omedelbart efter skjutning tenderar att minska, vilket tyder på att instabilitet inte är omedelbart förestående.

REFERENSER

Johansson B-O, Kabelbultning i LKAB:s gruva i Malmberget. Bergmekanikdag 1981, BeFo, Stockholm 1981.

Selldén H, Cable bolting in Fabian ore body, Malmberget. In Proceedings of International Symposium on Rock Bolting in Abisko, Balkema, Rotterdam 1983.

SUMMARY

Fabian ore body is a part of Malmberget Mines in Northern Sweden. It is mined for low grade iron ore. A previous attempt to mine the ore body has left a stable hanging wall, but revealed stability problems in footwall. So when it was decided to change the mining method to sublevel stoping, it was also decided to reinforce the footwall with fully grouted, untensioned, scrap hoist ropes, i.e. cable bolts.

The cables where installed in lengths between 15 and 25 m, one row in each of the five drill drifts and at 2,5 m distance covering the first 90 m of the footwall to be exposed by mining. They were inclined 20° upwards.

Since the experience of the performance of such a large scale reinforcement was limited, it was also decided to monitor footwall movements by multipoint rod extensometers. The article presents the results and conclusions of almost three years of monitoring during which time over 1 Mton was mined.

The following conclusions are drawn:

1. Extensometer readings are showing actual rock movements.
2. Principal direction of movement is towards the stope, not sliding along steeply dipping ($50-75^{\circ}$) weakness planes.
3. Pillar is reducing footwall movements.
4. Cable bolts are reducing rock movements and are taking considerable load.
5. Displacement rates have so far not showed an acceleration, which indicates a stable footwall until next production blast.
6. Displacements immediately after a production blast tends to decrease, which indicates that instability is not close at hand.

DISKUSSION

Sten Elfman, KTH

Bengt Ludvig visade resultat från försök med en 90° lutning mellan förankringen. Min fråga är - kan man finna en bultlutning som ger gynnsammare resultat när det gäller förstärkningseffekten?

Bengt Ludvig, LuH

Syftet var inte att visa den bästa förstärkningseffekten av en bult under skjuvbelastning, utan syftet var att visa mekanismen hos en bult monterad i 90° lutning. För att uppnå bästa förstärkningseffekt gäller regeln att lutningen mellan bulten och sprickan skall ligga så nära friktionsvinkeln för sprickan som möjligt. Bultens lutning skall vara någonstans mellan $30-40^\circ$ mot sprickplanet.

Sten Bjurström, SKBF

Jag skulle vilja kommentera Bengt Ludvigs presentation. I denna konstaterar han att om man har klena bultar så utnyttjas stålarean mindre vid skjuvning än vid motsvarande belastningssituation och grova bultar. Det tar sig uttryck i att brottspänningen blir lägre, dvs kraften över bulten dividerat med ytan blir mindre för de klena bultarna än för de grövre. För min del tycker jag det här är ganska naturligt om man bara tänker på hur de här bultarna deformeras. Från mina egna experiment som jag gjorde på 70-talet minns jag att vi vid samma lutning fick ett mycket skarpare brott och deformation på de klena bultarna jämfört med grövre dimensioner. En förklaring som du nämnde har att göra med friktionen i ytan - den har säkert en stor betydelse. För min del tror jag att hålkantstrycket har en stor inverkan. I de båda belastningsfallen är bergmaterialet lika starkt. Hålkantbelastningen blir enligt min uppfattning gynnsammare för den grova bulten. Inom den större kraften böjs den mjukare och pressas längre in i berget och ger en mjukare krökning, vilket leder till en gynnsammare belastningssituation. Bulten blir mer dragen och man får ut mer kraft på så sätt.

Bengt Ludvig, LuH

Hålkantstrycket håller jag med om är viktigt för bultens skjuvmotstånd. Men böjmomentet tror jag är den viktigaste faktorn för bulten böjs

innan den blir plasticerad i sprickan. Jag tror att böjmomentet har en stor inverkan och det ökar alltså med kubiken på diametern medan arean ökar med kvadraten. Om man jämför dina tester, där du använder större bultar, och lika stora sprickytor som i våra tester tror jag att skillnaden i brottspänningen beror på den högre bulttätheten i dina tester.

Sten G A Bergman

Vilket är viktigast, stort skjuvmotstånd eller stor skjuvdeformation, dvs möjlighet att uppta stor skjuvdeformation med bibehållen kraft? Från praktisk förstärkningssynpunkt. Har du någon synpunkt på det nu, när du har konstaterat att den är olika i detta avseende mellan Swellex och massivbult?

Bengt Ludvig

Deformationen kring ett hålrum beror framför allt på vilken typ av bergarter det gäller. Om vi i första fallet håller oss till hårda bergarter som vid bultstudien i Kiruna, där uppmättes deformationer av ytan på orten till mellan 5 och 8 mm. I princip alla bultar som är testade här hade klarat den deformationen. Men det kan finnas enskilda fall då man kan ha stor glädje av en bultförstärkning som tål stora deformationer, som Swellexbulten kan tåla. Om man bryter i mjuka sedimentära bergarter som Stille beskrev, då tror jag det kan vara en klar fördel med bultar som tål stora deformationer.

Norbert Krauland, Boliden Mineral AB

Jag har själv en fråga angående resultaten av Split Set bulten. Testresultaten av Haas visar en brottväg av 75 mm. Den är ovanligt stor. Frågan är om testen genomfördes i samma typ av bergart som övriga tester. Jag misstänker att bulten hade klippts av om den hade testats i våra hårda bergarter. Är bulten testad i liknande hårda bergarter som de övriga bultarna?

Bengt Ludvig

Split Set bulten är testad i en mjukare bergart. Det var i en kalksten den testades. Testblocken som användes var ungefär lika stora som våra testblock så skalan är densamma. Split Set bulten sitter bara med friktion i hålet och eftersom hålets längd endast är cirka en halv meter så är det helt naturligt att det måste ha skett en glidning.

Jag vill inom parentes nämna att i den här jämförande studien som jag

har gjort, ser man att normalkraften har liten inverkan på brottspänningen i bulten. Däremot har normalspänningen i sprickan stor inverkan på hur lång skjuvdeformationen kan bli innan brott i bulten.

Ove Stephansson, LuH

En fråga till Håkan Selldén och det gäller i kabelbultningsprojektet i Fabian så är det viktigt att veta hur ankarhuvudet har rört sig. Kan man misstänka att bergmassan på liggväggen befinner sig i rörelse någons bakom den fältort som du har angett? Så min fråga till dig är, har du kontroll på ankarhuvudena eller har ni någon tvärort som tvärrar den ort som går parallellt med malmens strykning så att du har kontroll på att inte brottet håller på att utveckla sig bakom orten som du mäter från?

Håkan Selldén, LKAB Malmberget

För att erhålla en uppfattning om eventuella rörelser längre in i liggväggen än vad extensometrarna når, har två olika typer av mätningar utförts. Dessa är dels mätning av rörelser i horisontalplanet med teodolit, dels mätning med distometer ISETH och invartråd.

Mätning med teodolit utförs från en fast plint och med en förmodat stabil referensriktning. Punkter har placerats på liggväggssidan av kommunikationsorten på 460 m avv. Denna ort är belägen ca 40 m från rummets liggvägg. Punkter innanför det öppna rummet har rört sig < 15 mm i riktning mot rummet.

Distometermätning i samma profil som extensometrarna E och F (Pr 147) visar att orten har blivit ca 15 mm bredare.

Således har extensometerhuvudet flyttat sig ca 30 mm in mot rummet, vilket får anses litet jämfört med separationen på 170 mm mellan mät-huvudet och sista ankaret i extensometer E.

Slutsatsen blir att det har rört sig långt in i liggväggen, men detta har liten betydelse för tolkningen av resultaten från extensometermätningarna.

KONTROLL OCH UNDERHÅLL AV BERGANLÄGGNINGAR

KONTROLL OCH UNDERHÅLL AV BERGANLÄGGNINGAR

Tekn dr Sten G.A. Bergman, Stocksund

Vi har i Sverige en del berganläggningar - gruvor oräknade - från sent 1800-tal och tidigt 1900-tal, bl a en del militära bergfort och Porjus vattenkraftstation. Det stora antalet berganläggningar har emellertid byggts från slutet av 1930-talet och framåt, militär- och civilförsvarsanläggningar, underjordiska kraftstationer och vattentunnlar, tunnelbanor, bergrum för oljeprodukter, servicetunnlar av olika slag m m. Vårt sätt att planera, konstruera, borra, spränga och förstärka har ständigt utvecklats och förändrats i takt med erfarenheter och nya krav. När nya metoder har införts och accepterats av marknaden har man dock sällan haft någon lång praktisk erfarenhet av deras beständighet och funktionsduglighet på sikt. Många av er har varit med om diskussioner av typen: Hur länge kan man lita på bergbultar, hur länge kan man lita på sprutbetong. Nu har ett så stort antal berganläggningar uppnått tämligen mogen medelålder - 40-50 år - att problemen med kontroll och underhåll börjar bli påtagliga, i vissa fall påträngande. Även om dessa frågor inte alltid anses lika inspirerande som att få planera och bygga nytt, så är det utomordentligt viktiga och ekonomiskt betydelsefulla problem det gäller. När därför detta problemkomplex har tagits upp som särskilt tema vid årets bergmekanikdag, så är det sannolikt inte sista gången. Även underjordbygget måste räkna med att få sin ROT-sektor, vars erfarenheter sedan också förhoppningsvis kan stimulera nybygget till klokare bedömningar och bättre metoder.

I dag kommer intressanta erfarenheter beträffande bergbultning att redovisas, vidare utredningar rörande lämpliga underhållsrutiner samt även kortsiktigt svårbemästrade problem med frostsprängning.

Det första föredraget hålls av Georg Jurell, Vattenfall.

BROTT OCH SKADOR PÅ SPÄNDA BERGFÖRANKRINGAR I GRUNDFORS KRAFTSTATION

Rupture of and damage to stressed rock bolts in Grundfors power station.

Avd.dir. Georg Jurell, Statens Vattenfallsverk

Inledning

Grundfors kraftstation är belägen i Ume älv ca 30 km nedströms Storuman. Kraftstationen, som ger effekten 90 MW, uppfördes i mitten på 1950 talet.

För maskinsalen, fig. 1, som är 15 m bred och 60 m lång, sprängdes ett från början öppet bergschakt som sedan överäcktes med ett tak i form av ett 0,5 m tjockt betongvalv.

Ovanpå taket har fyllts sprängstensmassor. Under takvalvet och sammanbyggt med dess anfang har de längsgående traversbalkarna direkt motgjutits mot bergväggen.

För att uppta traverslasten samt för förstärkning av valvanfängen har genom berget inborrats totalt 118 st 26 mm Dywidag spännstänger 80/105 i ca 45° lutning. Stängerna har varierande längder, medellängden är 12 m och de längsta drygt 17 m.

Stängerna uppspändes under byggnadstiden år 1955 till 30 Mp, förankrades uppe på bergytan och i traversbalkarnas underkant samt cementinjekterades.

Brott på förankringsstång

Våren 1981 skedde utan förvarning brott på en av de då 26 år gamla förankringsstängerna. Stångbrottet skedde ca 2,5 m från förankringen i maskinsalen, se fig.1. Stångdelen sköt med stor kraft genom en fast monterad lysrörsarmatur och hamnade 8 m längre ned på maskinsalsgolvet, lyckligtvis utan att förorsaka skador på vare sig personer eller maskinaggregat.

De utskjutna stångdelen, fig.2, var anfräkt av ytkorrosion utefter hela längden och endast spår av injekteringsbruk kunde upptäckas. Den 2,5 m långa stångdelen var böjd med en pilhöjd av 24 mm.

Redan vid den förberedande undersökningen kunde misstänkas att injekteringen allmänt sett var bristfällig. Sålunda konstaterades rostfärgat läckage ur minst ett tiotal förankringar inne i maskinsalen.

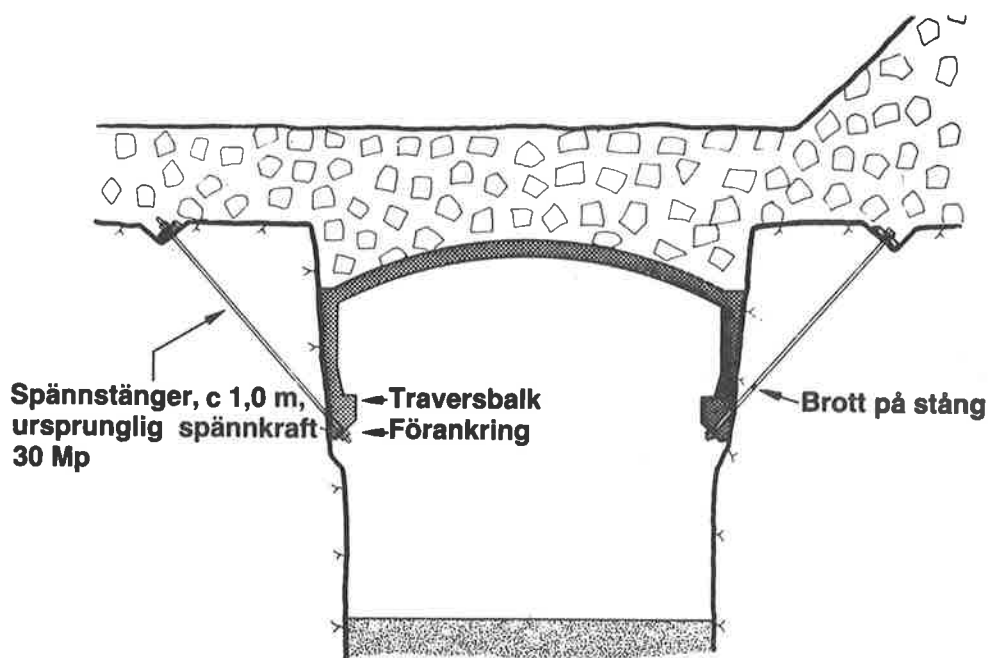


Fig.1. Sektion av maskinsalen. Spännstängernas placering. Läge för stångbrott.

Cross section of machine hall. Location of stressed rock bolts. Location of rupture of bolt.

Fig.2. Den utskjutna stångdelen

Part of broken bolt
trown out of the position
in the rock.



Innan brottorsaken klarlagts förbjöds tunga lyft med traversen med hänsyn till den förmodat reducerade bärförmågan.

Studier av bygghandlingar mm

Det framkom vid studier av ritningar och bygghandlingar mm att förankringsstängerna hade varit krokiga då de motogs på byggnadsplatsen år 1955. Under byggnadstiden hade stängerna riktats efter det att de hade trätts ned i sina respektive hål i berget på så sätt att de spändes upp till avsedd uppspänningskraft, 30 Mp under samtidig observation av förlängningen. Därefter avlastades de helt. Den permanenta töjningen mättes. Om denna underskred värdet 0,2 o/oo godkändes stängen för slutlig uppspanning. I annat fall upprepades förfarandet till dess att gränsvärdet 0,2 o/oo innehölls. Någon slutlig direkt mätning av stängernas rakhet synes ej ha utförts. Med den valda borrhålsdiametern $\emptyset$ 38 mm blev fria utrymmet runt den 26 mm grova stängen teoretiskt endast 6 mm vilket innebär att stängerna - eller hålen - ej behövt ha varit nämnvärt krokiga förrän de långa stängerna kan befaras ha fått direktkontakt med berget i någon punkt.

Det har ej varit möjligt att klarlägga injekteringsförfarandet i detalj men som ett anmärkningsvärt faktum kunde noteras att särskilda injekteringsrör saknades. Sannolikt har slitsar i förankringsplattorna haft en uppgift i detta sammanhang.

Det har således ej gått att belägga att stängernas korrosionsskydd ens från början varit fullgott. Vissa tvivelsmål avseende detta kunde hysas efter studium av protokoll från kontrollinspektioner. Sålunda har vid inspektioner redan i slutet av 50-talet rapporterats läckage av rostvatten vid ett flertal stångförankringar inne i maskinsalen.

Undersökningar inifrån maskinsalen

Undersökning av brottorsak och av spännstålens tillstånd försvårades av att av förankringarna på bergytan endast de på nedströmssidan - efter omfattande schaktningsarbete - kunde göras tillgängliga för inspektion. Förankringarna inne i maskinsalen kunde emellertid bli tillgängliga efter demontage av befintlig fast lysrörsarmatur.

På ett tidigt stadium beslöt man att prova ett nytt instrument, Boltometer, med vars hjälp viss information kan fås om bergbultar och deras ingjutning (Thurner 1978, 1979, Bergman et al 1983). Vid mätning exciteras kompressions- och böjvågsimpulser i bulten samt registreras tidsåtgången för reflexionsvågens återkomst varur kan bestämmas avståndet fram till den punkt som förorsakar reflexen. Kompressionsvågen dämpas kraftigt av ingjutningen, böjvågen dämpas mindre. I oingjutna bultar är dämpningen praktiskt

försumbar. Skador i bulten ger böjvågsreflexer under förut-sättning att ingjutningen fram till skadan ej dämpat utsig-nalen.

Metoden att medelst Boltometer upptäcka brister eller skador hos bult eller ingjutning har dock sin begränsning för läng-re bultar med fullgod ingjutning på den yttre delen. Om näm-ligen längden hos den fullgoda ingjutningen överstiger ett visst mått strålar den genom Boltometer till bulten över-förda energin i sin helhet ut i det omgivande berget och inga reflexer kan registreras. Instrumentets räckvidd vid kontroll av cementingjutna bultar begränsas därför till 2 å 3 m vid fullgod ingjutning och till ca 5 m vid dålig ingjutning. Trots att Boltometer sålunda ej kan anses vara ett idealiskt instrument för undersökning av de långa för-ankringsstängerna i Grundfors valdes det dock av två skäl.

- o Kontrollmetoden är icke-förstörande
- o Så gott som samtliga stänger var åtkomliga för mätning inifrån maskinsalen. Härigenom kunde fås ett helhets-intryck av spännstängernas kondition.

Sammanlagt har från maskinsalen 96 st av de 118 stängerna kontrollerats med följande resultat:

- o Mycket stora ekon på 10% av de undersökta stängerna
- o Ett eller flera mindre ekon på 49%. Således gav nära hälften av de undersökta långa stängerna indikationer på skador enbart på de yttersta fem metrarna.
- o Inga ekon på 41%.

Undersökningen dels med Boltometer dels rent visuellt gav till resultat att över hälften av de undersökta stängerna hade undermålig ingjutning eller var skadade i något avseende.

Undersökningar uppe på bergytan

Sammanlagt 59 st förankringar uppe på bergytan fram-schaktades och frilades. Stängerna har här uppspänts mot betongklackar som gjutits i botten på ett uppsprängt "dike". Diket var delvis vattenfyllt. Förankringarna hade från början asfalterats. Av denna asfaltstrykning återstod knappast ett spår.

Liksom inne i maskinsalen gjordes mätningar med Boltometer på de övre stångändarna. Här kunde även en sonderingstråd föras ned parallellt med stången genom slitsar i ankarmutt-rarna. I flera av hålen kunde tråden föras in flera dm (in-jekteringen praktiskt taget obefintlig) och den blev ofta rödfärgad av rostvatten.

Undersökningen gav ett resultat som blev likartat med det som erhöles nere i maskinsalen - drygt hälften av de undersökta stängerna hade undermålig ingjutning eller var skadade i något avseende inom de 3 å 5 meter långa sträckor som var åtkomliga för mätning.

Avsikten var att en spännstång skulle spännas ned, friborras och utdragas för undersökning. Ett diamantborrregat transporterades till Grundfors och monterades upp. Där- efter gjordes ett försök att gänga av den övre förankrings- muttern. Till allmän överaskning vreds därvid hela den drygt 17 m långa stången! Efter bortkapning av förankrings- muttern i stångens nedre ände kunde den utan svårighet dras upp helt ur sitt hål med hjälp av borrarregatets spel. Stången saknade så gott som helt spår av injekteringsbruk. Den var i stället täckt med fuktig ytrost som åstadkommit en ganska jämn avfrätning med ett tätt mönster av frätgropar.

Laboratorieundersökningar

Stångmaterialet undersöktes med avseende på hållfasthet, sprickkänslighet och korrosionsangrepp och miljön kring stängerna med avseende på svavel- och kloridhalt samt surhetsgrad.

Undersökning av havererad stång

Den havererade stången undersöktes noggrannt, speciellt själva brottstället och området strax intill.

Brottet hade skett kontraktionslöst. Det hade utlösts av en 5 mm djup primärspricka som utgått från botten av en utbredd frätgrop med ett maximalt djup av 0.8 mm. Primär- sprickan visade tydliga korrosionsangrepp se fig.3, vilket tyder på att den funnits under lång tid innan brottet skedde.

Invid primärsprickan kunde upptäckas flera med huvudsprick- an parallella mindre ytsprickor av interkristallin karaktär. Förekomsten av interkristallina sprickor intill primärsprick- an tyder på att primärsprickan uppstått på grund av spännings- korrosion.

Speciella undersökningar avseende stångmaterialets sprick- känslighet visade att materialet är sprickkänsligt och har en låg brottseghet. Det kritiska sprickdjupet beräknades och det kunde konstateras att djupare sprickor än "några millime- ter" innebar allvarlig risk för sprödbrott.

Den kritiska lasten beräknades som funktion av sprickdjupet. Härav framgick att det uppmätta djupet, 5 mm, på primär- sprickan motsvarande en kritisk last på endast 23 Mp, vilket skall jämföras med den ursprungliga uppspänningslasten 30 Mp. En förklaring till att brottet utlösts först en längre tid efter det att primärsprickan uppstod kan vara att kvarvaran- de verksam injektering haft en avlastande effekt som förhind- rat brott.

Undersökning av utdragen stång

Den utdragna stången var kraftigt korroderad med ett stort antal frätgropar. Delen närmast markytan var dock mindre korroderad än resterande delar. Stången okulärbesiktigades och stångarean uppmättes inom områden med frätgropar där areaminskningen bedömdes vara störst. Areaminskningen i ett karaktäristiskt snitt uppmättes till 6,8%.

När stången drogs till brott upptäcktes korroderade ytsprickor. För den största observerade sprickan uppmättes djupet 1,3 mm. Trolig orsak till förekomsten av sprickor är interkristallin spänningsskorrosion.

Dragprovningar analyser

Vid utförda dragprovningar visade sig stångmaterialet uppfylla nuvarande normkrav för stål till spännarmering i vad avser 0,2-gräns, brottgräns och gränstöjning.

Analys på läckvattenprov som tagits från hålet för den urborrade stången och från en närbelägen dränagetunnel med avseende på svavel- och kloridhalt visade att miljön kring stången ej kunde anses som särskilt aggressiv. pH-värdet låg på 7 å 8.

Undersökningsresultat

Vid undersökningar i Grundfors och vid laboratorier angående orsaker till brott på en av de 118 st 26 år gamla förankringsstängerna i maskinsalen framkom följande fakta

- Stängernas korrosionsskydd har varit bristfälligt och otillfredsställande
- Stångmaterialet är sprickkänsligt
- Primärorsaken till inträffat brott är sannolikt interkristallin spänningsskorrosion
- Säkerheten mot nya sprödbrott kunde bedömas vara låg.

Åtgärder

Med stöd av erhållna undersökningsresultat och med hänsyn till tänkbara allvarliga konsekvenser vid ytterligare stångbrott kunde ett snabbt beslut tagas om erforderliga, tämligen omfattande, förstärkningsåtgärder innan tunga traverslyft återigen kunde tillåtas.

Bland flera tänkbara alternativ till förstärkningsåtgärder valde man att borra in 232 st ospända bergbultar av 32 mm kamstål, fig. 4. Bultarna fastgöts i cementbruk i hål som borrades genom traversbalken och vidare in minst 4 m i gott berg.

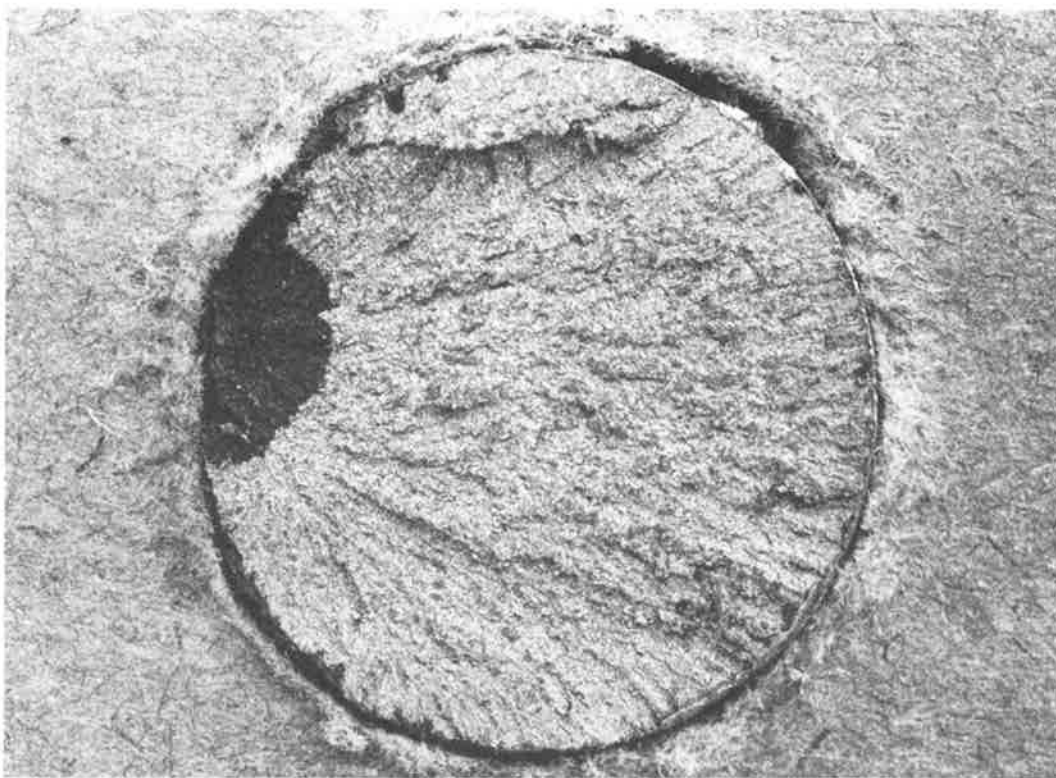


Fig.3. Brottytan på den havererade stängen.

Failure surface of broken bolt.

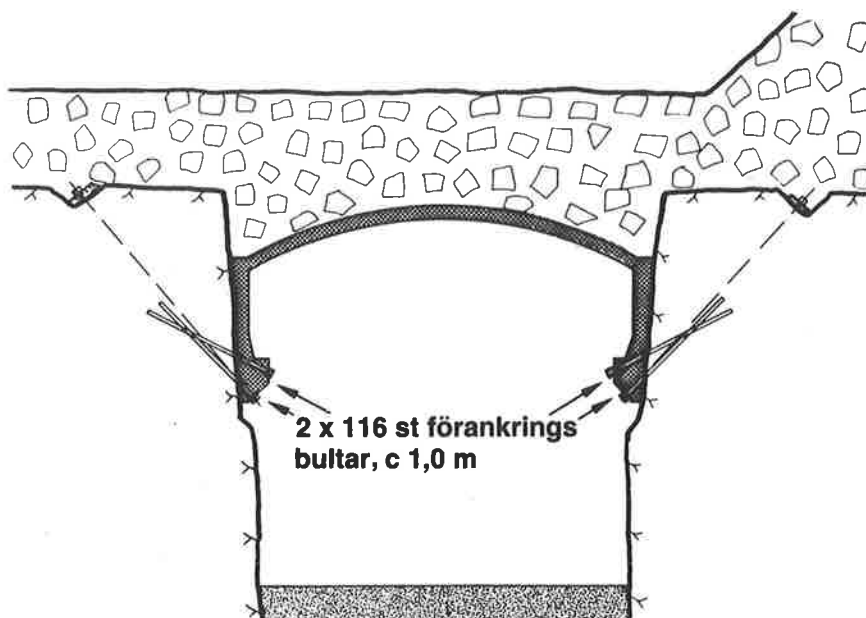


Fig.4 Sektion av maskinsalen. De nya förankringsbultarnas placering.

Cross section of machine hall. Location of new rock bolts.

På grund av de nya bergbultarnas utomordentligt viktiga funktion tillämpades detaljerade kontrollföreskrifter för utförandet för att i möjligaste mån säkerställa stängernas fullgoda förankring och korrosionsskydd.

Bultarnas yttersta del var gängade och försedda med ankarplatta och mutter. Sedan plattan undergjutits drogs muttern åt till full anliggning mot traversbalken.

För att förhindra utskjutning av de befintliga spännstängerna i fall av eventuella nya stånghaverier avspändes dessa så snart de slaka förankringsstängerna färdigmonterats. Efter avspänningen åtdrogs ankarmutterna återigen för hand. Härigenom medverkar de ursprungliga spännstängerna i bärverket i form av ospända reservstänger.

Sammanfattning

I Grundfors kraftstation insattes under byggnadstiden år 1955 sammanlagt 118 spända bergförankringar med uppgift att bära lasten från maskinsalstraversen.

År 1981 inträffade utan förvarning ett brott på en av dessa 26 år gamla spännstänger och en stångdel slungades ut med stor hastighet.

Undersökningar angående orsakerna till stångbrott gav följande:

- stängernas korrosionsskydd har varit bristfälligt och otillfredsställande
- stångmaterialet konstaterades vara sprickkänsligt
- primärorsaken till stångbrott var sannolikt interkristallin spänningskorrosion
- säkerheten mot nya sprödbrott kunde bedömas som låg.

Undersökningsresultaten visade att omfattande förstärkningsåtgärder erfordrades för att återställa den ursprungliga bärförmågan.

Bärförmågan återställdes genom inbörning och fastgjutning av totalt 232 st nya ospända bergbultar, dimensionerade för att bära hela traverslasten.

De ursprungliga spännstålen spändes ned men kvarlämnades för att fortsättningsvis fungera som ospända reserstänger.

Referenser

Bergman, SGA, Krauland, N, Martna, J and Paganus, T, 1983: Non-destructive field test of cement-grouted bolts with the Boltometer. ISRM, Proc.5 Int.Congr.Rock Mechanics, A177-181, Melbourne.

Thurner, H 1978: Non-destructive test method for rock bolts, Proc. 3rd Int.Congr. IAEG Madrid, Vol.10, pp 309-312.

Thurner, H 1979: Non-destructive test method for rock bolts, Proc.4th Int. Congr. Rock Mech.Montreux, Vol.3, pp. 254-255.

Summary

Rupture of and damage to stressed rock bolts in Grundfors hydro power station.

Grundfors hydro power station is situated in northern Sweden, on the river Umeälven about 30 km (19 mi.) downstream from Lake Storuman.

It is an underground station with a total capacity of 90 MW. It was erected in the mid-fifties.

In order to carry the load of the traverse crane a total of 118 stressed rock bolts have been placed in the machine hall. During the time of erection the bolts (26 mm dia., Dywidag 80/105) were placed in holes of 38 mm dia. drilled through the rock in a gradient of 45 degrees from the machine hall up to the rock surface.

The length of the bolts varied; the average length was 12 m and the longest more than 17 m.

The bolts were anchored on the rock surface and down in the machine hall in the base of traverse crane beam. They were stressed to 30 Mp in 1955 and thereafter grouted by cement mortar.

In 1981 one of these 26 year-old bolts, suddenly ruptured without notice and part of it was thrown out with high velocity, made an 8 m-passage through the air and down on the machine hall floor, fortunately without causing injury to person or damage to machinery units.

The surface of the outthrown part of the bolt was corroded on the entire length and only traces of cement mortar could be found.

On the failure surface a primary crack, 5 mm in depth, had obviously functioned as a kerf for the main crack.

The primary crack was evidently corroded which means that it had existed for a long time before the rupture finally happened.

Investigation of the cause for the rupture was mainly concentrated on the steel material and on the corrosion protection.

For this purpose a new instrument, named Boltometer, was tested. By Boltometer measuring from inside the machine hall it was possible to rapidly get an overall impression of the general condition of the grouted rock bolts.

Futhermore one of the longest bolts was drilled free and entirely removed from its position.

Investigations were made of the bolt material with respect to strength and liability to crack and, finally, environmental condition was checked concerning aggressivity.

The investigation gave the following conclusion

- corrosion protection of the rock bolts was defective and insufficient
- bolt material was found to have a liability to crack
- primary cause to the rupture was probably intergranular stress corrosion
- degree of safety against additional rupture seemed to be low.

Results from our investigations made it evident that considerable reinforcing actions had to be taken in order to restore the bearing strength to its former capacity.

Thus 232 new unstressed bolts were fitted up, anchored in the rock and in the base of the crane beam. The new rock bolts were designed to take the entire load from the crane.

The original old rock bolts were unstressed but were left in their position in order to act as auxiliary bolts.

KONTROLL AV BERGBULTAR I BOLMENTUNNELN MED BOLTOMETER

Rock bolt testing with Boltometer in the Bolmen Tunnel

Bergsingenjör Kjell Windelhed, Hagconsult AB, Lidingö

Hagconsult har under hösten 1983 genomfört ett forskningsprojekt inom vilket 200 ingjutna bergbultar kontrollerats med mätinstrumentet Boltometern. Projektet har utförts med stöd av Sydkrafts stiftelse för forskning och arbetet har bedrivits i Bolmentunneln. Mätmetodens principer tänker jag inte redogöra för utan hänvisar till Bergmekanikdagen 1979 då Heinz Thurner presenterade instrumentet.

De undersökta bultarna har varit placerade i tunnelns vägg, anfang och tak och fördelade på två olika arbetsplatser. Bultlängden har uteslutande varit 1,6 m och bultarna har varit jämnt fördelade mellan typerna Perfo och Slitsperfo.

Projektet har genomförts i tre steg:

- a) automatklassificering med hjälp av enbart Boltometer
- b) klassificering med Boltometer och oscilloskop.
- c) friborrning av bultar

Automatklassificering med Boltometer

Vid mätning med Boltometer kan man erhålla en automatisk klassindelning A-D. Den inbyggda mikrodatorn gör då själv en analys av den reflekterade böjvågen och en lysdiod på instrumentets front anger bultklass. Följande förslag till tolkning lämnas av tillverkaren Geodynamik:

- A anger en bult med optimal funktion
- B en bult med nedsatt funktion
- C anger otillräcklig funktion
- D har kraftigt nedsatt eller obefintlig funktion.

Av de undersökta 200 bultarna registrerades det övervägande antalet såsom klass A, dvs. bultar med optimal funktion, se Fig.1.

Vid bergmekanikdagen 1982 redovisades ett antal mätningar med Boltometer på bultar i olika berganläggningar. Dessa mätningar redovisade en mycket hög andel C- och D-bultar, 15-50 %. Mätningarna i Bolmentunneln uppvisar endast 8 % C- och D-bultar, en skillnad som entreprenören i Bolmentunneln får ta åt sig en del av äran för.

Klassificering med oscilloskop

Till Boltometern kan anslutas ett litet fältanpassat oscilloskop med vars hjälp man direkt kan observera den reflekterade böjvågen respektive kompressionsvågen. I samband med våra mätningar i Bolmentunneln har vi i stället arbetat med ett digitalt minnesoscilloskop. Fördelen med detta har varit att vi för varje bult kunnat lagra signalförloppen på disketter. Den lagrade informationen har senare ritats upp med hjälp av XY-skrivare. Exempel visas i Fig. 2.

Oberoende av automatklassificeringen genomfördes en manuell klassificering med hjälp av böj- resp. kompressionsvågens utseende för samtliga 200 bultar. En klassindelning, 1-4, gjorde på följande grunder:

- Klass 1 Inga ekon i böjvågen, inga eller obetydliga ekon i kompressionsvågen.
- Klass 2 Inga ekon i böjvågen, små ekon eller multipelekon i kompressionsvågen..
- Klass 3 Ett litet eko i böjvågen.
- Klass 4 Flera ekon i böjvågen.

Resultatet av denna klassindelning framgår av Fig. 3.

Friborrning

Av ekonomiska skäl har endast ett mindre antal, totalt 8 st, bultar kunnat friborras. Dessa har valts för att representera olika bultklasser. Friborrningen utfördes med hjälp av ett kärnborrhör med diameter 186 mm. Kärnorna har sedan klyvts och karterats med avseende på ingjutningens kvalitet.

Resultat

Det framgår att det inte föreligger någon markant skillnad mellan Perfo- och Slitsperfobultar. Det har heller inte noterats någon klar tendens då det gäller skillnader mellan bultar monterade i torra respektive våta områden. Däremot framträder en klar kvalitetsnedsättning för bultar monterade i tunneltaket jämfört med väggmonterade bultar. Bultar i anfang intar en mellanställning. Mellan de två undersökta arbetsplatserna kan man notera en klar skillnad vid klassindelningen.

Utgår man från automatklassificeringen och jämför med klassindelningen från oscilloskopbilderna får man en fördelning som framgår av Fig. 4. Den markanta skillnaden för B-bultar gör att vi ser det som nödvändigt att funktionsbedömningen för bultarna grundas inte enbart på automatklassningen åtminstone inte innan man får ytterligare praktiska erfarenheter. Används ett minnesoscilloskop får man dessutom en möjlighet att lagra all information vilket är nödvändigt för bedömning av bultförstärkningens förändring med tiden. De friborrade bultarna visar en god överensstämmelse med mätningarna, framför allt oscilloskoptolkningen. Som exempel kan nämnas att det hos några bultar uppmärksammades luftkanaler mellan perforör och borrhållsvägg. Dessa luftkanaler förekom längs

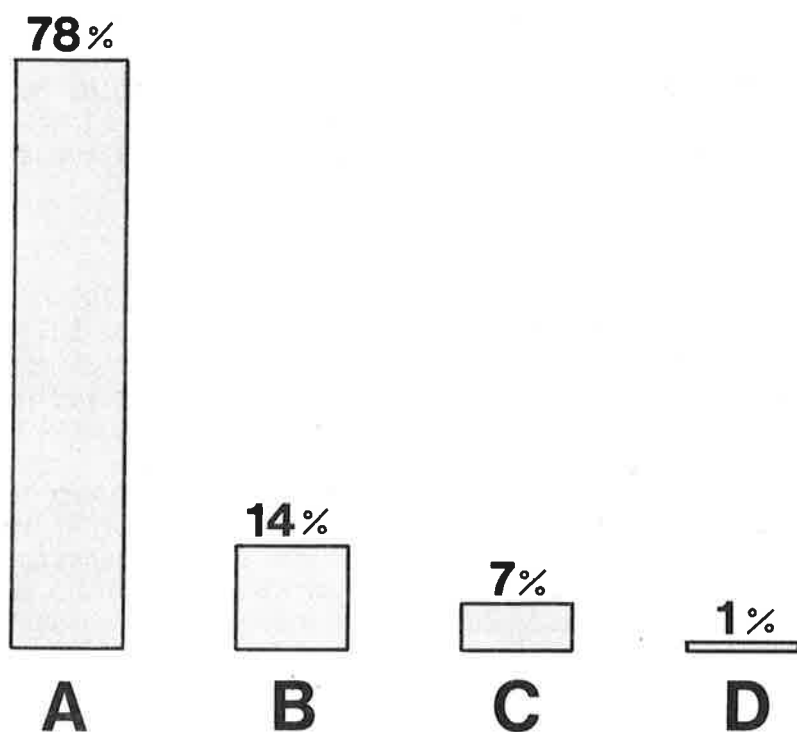
större delen av bultens längd och bedömdes vara klart funktionsnedsättande. Signalförloppet från dessa bultar skiljer sig markant från bra ingjutna bultar.

Boltometern är ett hjälpmedel vid bedömning av ingjutna bergbultars funktion. Erfarenheter från ett stort antal mätningar är en förutsättning för rätt bedömning. En erfarenhetsbank byggs för närvarande upp hos Hagconsult.

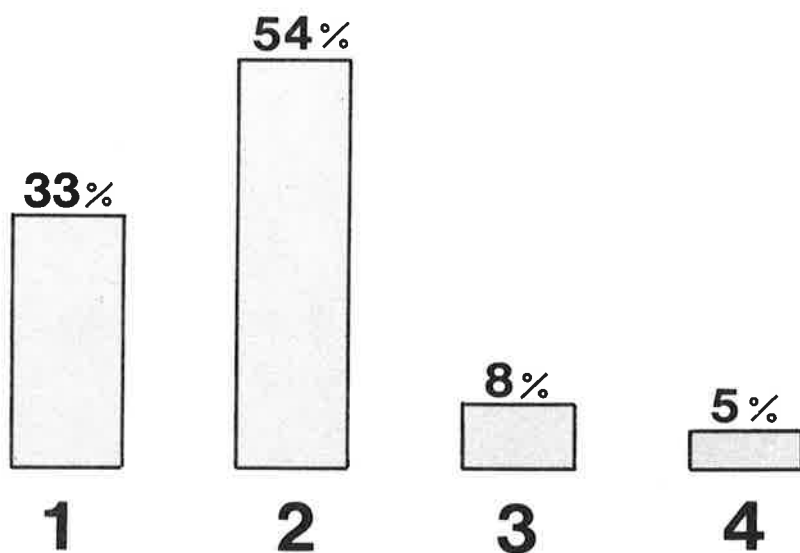
SUMMARY

A research program has been carried out to verify the Boltometer. Two hundred resin grouted bolts of type Perfo and Slitsperfo were tested. Eight of them were drilled out by overcovering. Bolt-length 1.6 m. The bolts were situated in the Bolmentunnel.

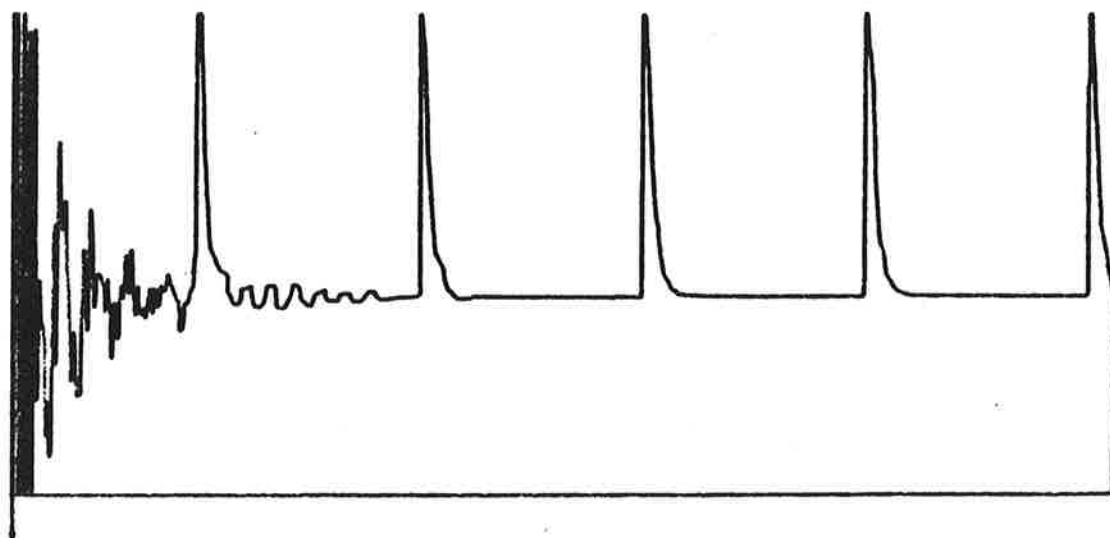
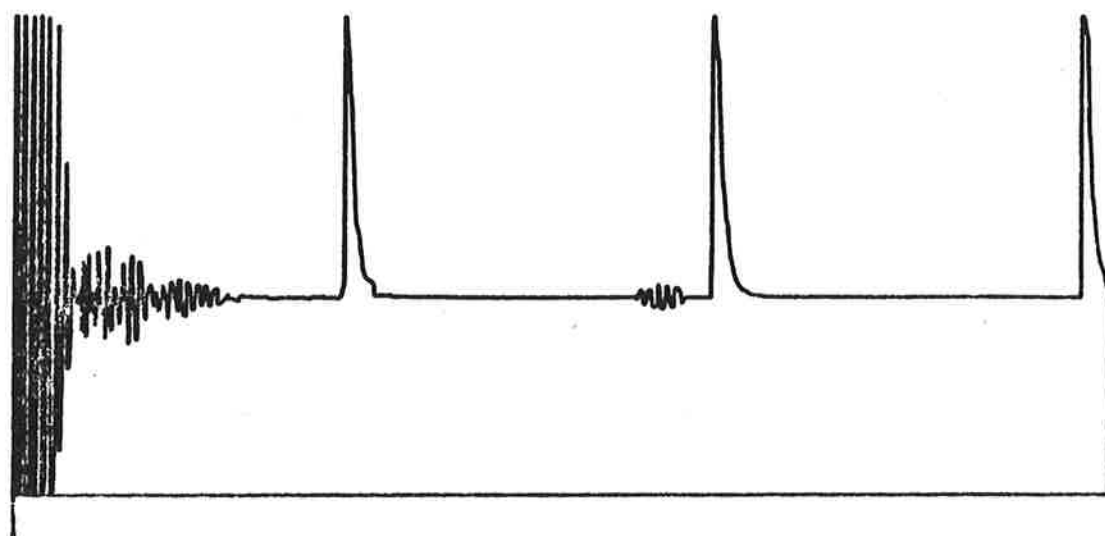
From the test we could not verify any difference between the two bolttypes neither between bolts mounted in dry parts of the tunnel compared the bolts in wet parts. For bolts mounted in the roof we noticed a lower quality compared to wall-mounted bolts. The overcored bolts showed good correspondence with readouts from the oscilloscope.



Figur 1. Fördelning av de 200 undersökta bultarna vid automatklassificering.
Distribution of the results from the automatically classification with Boltometer.

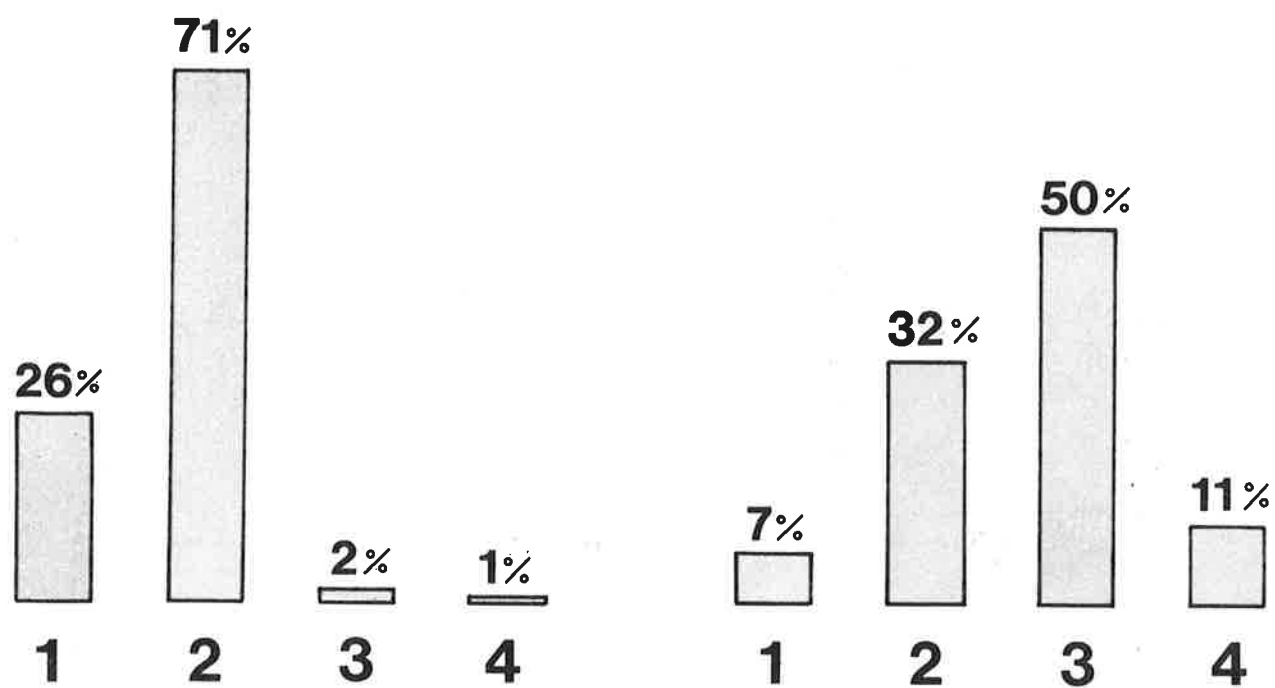


Figur 3. Fördelning vid klassindelning från oscilloskop.
Distribution from oscilloscope classification.



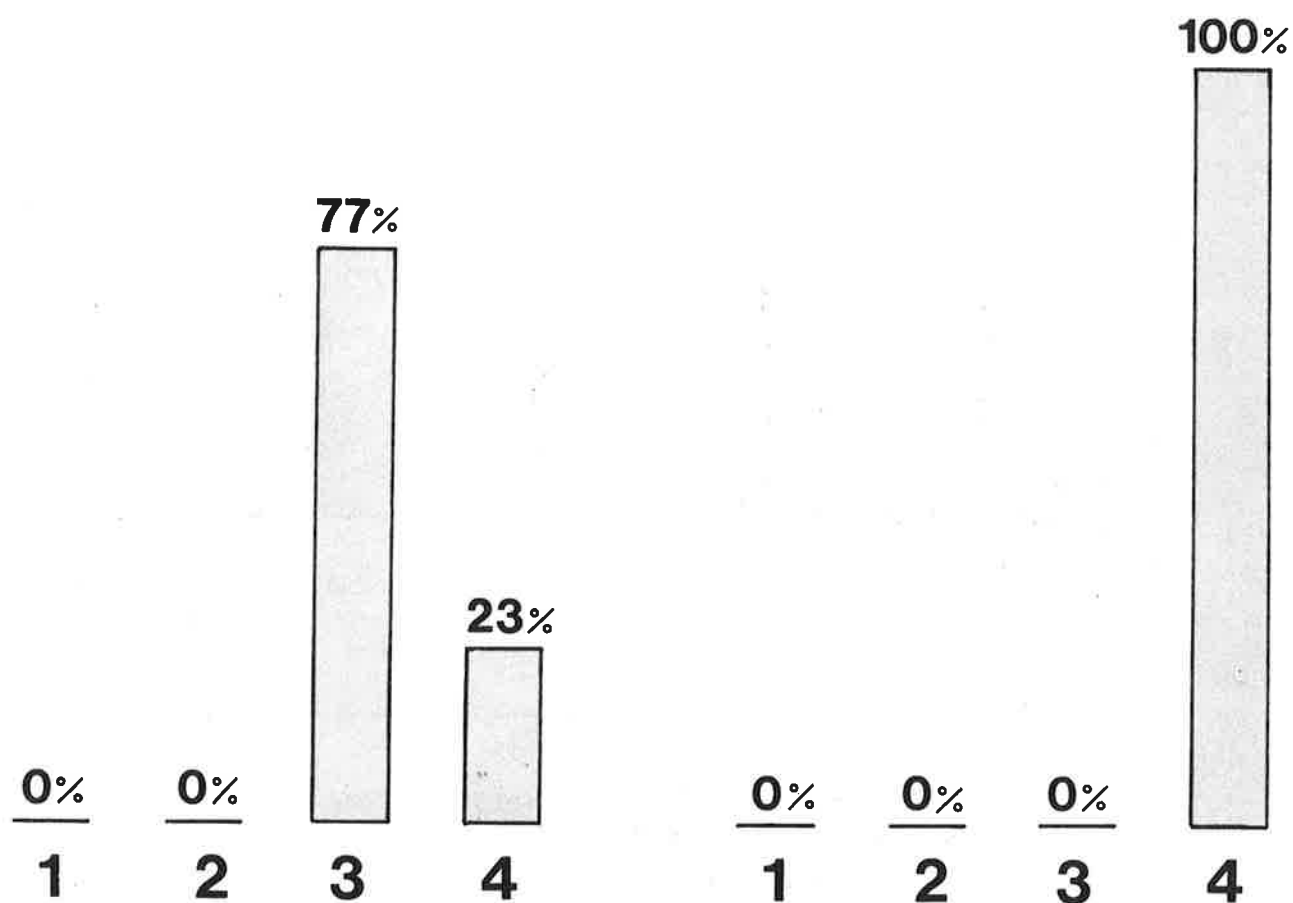
Figur 2. Exempel på signalförlopp, överst böjvågseko och nederst kompressionsvågseko.

Typical detecting signals from the oscilloscope.
On top flexware and below compression ware.



A-bultar

B-bultar



C-bultar

D-bultar

Figur 4. Jämförelse mellan automatklassificering och oscilloskopklassificering.

Comparison between automatic classification and oscilloscope classification.

UNDERHÅLL AV BERGRUM OCH TUNNLAR FÖRSTUDIER AV UNDERHÅLLSRUTINER

Maintenance and repair of underground structures
Pilot study of maintenance and repair routines

Bergsingenjör Ivar Öhman, TYRENS, Stockholm

INLEDNING

Underhållsfrågorna har under senare år fått allt större betydelse från ekonomisk synpunkt.

Målsättningen för den förstudie som pågår i BeFo's regi beträffande underhåll är att skapa förutsättningar till ett planmässigt underhåll av bergrumsanläggningar. Det är därvid viktigt att redan vunna erfarenheter från underhåll återförs till planeringen av underhållet i befintliga anläggningar liksom till förundersökning och projektering av nya anläggningar. Ett på det sättet systematiserat underhåll avser att underlätta möjligheterna att er hålla bergrumsanläggningar, som motsvarar de krav på beständighet, miljö och säkerhet som man rimligen kan ställa och som är ekonomiskt motiverade.

BeFo-projekt 80 - Underhåll av bergrum och tunnlar har givit oss värdefull information om underhållsrutiner. Informationsmaterialet är omfattande. Vi insåg att vi måste systematisera de underhållspåverkande faktorerna.

UNDERHÅLLSPÅVERKANDE FAKTORER

En genomgång av dessa faktorer var därför nödvändig. Vi skall här nämna några sådana för att det skall framgå vad vi menar, se figur 1.

Bergkvalitet

I berggrunden rådande geologiska och hydrologiska förhållanden med spricksystem, bergkvaliteter och grundvattenströmningar skapar de förutsättningar som påverkar underhållsbehovet i en berganläggning. Anläggningar som är förlagda i dåliga bergpartier förser man med "erforderliga" bergförstärkningsåtgärder. Dessa anläggningar får det oaktat inte anses befriade från all framtida kontroll av dess funktionsduglighet.

Vattenläckage

Den dominerande underhållspåverkande faktorn är vattenläckage. Läckage kan bestå av

- ut- eller inläckage, som kan påverka markförhållandena och bebyggelse
- ut- eller inläckning, som påverkar berganläggningen.

Åtgärder vidtagna för att kontrollera och upprätthålla grundvattenbalansen (mätning, tätning, infiltration m m) tillhör det nödvändiga underhållet av en berganläggning.

Inläckningsförhållandena ändras med tiden. Återkommande kontroller är därför nödvändiga och kan leda till tätningsåtaganden m m. Omfattningen av dessa åtaganden övervägs med hänsyn till befarade skadeverkningar och kan utgöra en stor del av anläggningens underhåll.

Bergförstärkningar

Det finns vissa uppgifter i litteraturen om livslängden av bergförstärkningsåtgärder. Ett fördjupat studium av erfarenheterna är helt motiverad från underhållssynpunkt.

Spänningsförhållanden

Berggrunden omkring ett utsprängt bergutrymme stabiliseras genom spänningsomlagring. Belastningsrelationer kan därvid ändras av olika anledningar under anläggningens brukstid. Speciella omständigheter råder omkring tunnelpåslagen och ytligt belägna tunnlar, som kan påverkas av yttre belastning (överlagrade grundläggningslaster, vibrationspåkänningar etc).

Vittring

Graden av vittring i bergmaterial indelas enligt engelsk klassificering på följande sätt:

- Steg 1 - Ej vittrat (unweathered)
- Steg 2 - Svag vittring (slightly weathered)
- Steg 3 - Medelmåttigt vittrat (medium weathered)
- Steg 4 - Starkt vittrat (highly weathered)
- Steg 5 - Fullständigt vittrat (completely weathered).

De här nämnda exemplen på underhållspåverkande faktorer, såsom bergkvalitet, vattenläckage, bergförstärkningar, spänningsförhållanden och vittring får emellertid ej betraktas som separata företeelser. Skadeverkningar inom berganläggningar är vanligen resultatet av flera samverkande faktorer.

FÖRSLAG TILL VÄRDERINGSSYSTEM

För att erhålla denna samverkan har vi föreslagit en metod efter vilken man kan arbeta för att få en sakkunnig och erfarenhetsmässig bedömning av underhållets angelägenhetsgrad. Förslaget är utarbetat i avsikt att kunna täcka bedömningar av underhållet i de flesta anläggningar.

Vårt förslag går ut på att upprätta ett värderingssystem med avseende på de faktorer som påverkar underhållet, se figur 2. Var och en av de här faktorerna påverkar sedan underhållet i en anläggning i olika högrad. Vi har därför åsatt var och en av de olika faktorerna, som påverkar det slutliga underhållsbehovet, en värderingsskala. Denna värderingsskala är av poängsättningstyp, som exempelvis Bieniawski och flera andra tillämpar för bergklassificering. Liknande värderingssystem har även använts i andra sammanhang, som t ex för bedömning av bergpelares stabilitetsförhållanden. Poängsättningen kan ske efter en skala, exempelvis 0 till 10.

Summan värderingspoäng anger anläggningens underhållsbehov. Ju större summan av dessa poäng blir, desto tätare underhållsåtgärder erfordras.

Den information vi erhållit från frågeformulär, som utsänts till ett antal anläggningsinnehavare angående underhåll av bergtunnlar och bergrum i BeFo-projektet, kommer förhoppningsvis att ge oss möjlighet att anpassa systemet.

Meningen är slutligen att man på basis av de erhållna tidsberoende bergtekniska och ekonomiska sambanden kan upprätta underhållsprognoser även för framtida berganläggningar.

Värderingen av underhållsbehovet kan exempelvis se ut som i figur 3. Antalet påverkande faktorer eller som man har kallat det här på bilden "kriterier" är 10 st. Värdet av faktorernas inverkan eller index har här för enkelhets skull satts till tre olika nivåer 0, 5 och 10 och kan exemplifieras av att bergkvalitén är bra, medelmåttig eller dålig, eller att vattenläckaget kan beskrivas som inget, (dvs torrt), fukt (dvs dropp) eller att det verkligen är läckage.

TILLÄMPNING AV VÄRDERINGSSYSTEMET

Systemet kan användas på olika sätt. Man kan exempelvis tillämpa systemet för bestämning av tidsintervall mellan besiktingstillfällena. Anläggningarna indelas därvid i grupper. Grupperna definieras av att de ligger inom ett visst område för summan av värderingspoäng. På figur 4 har vi 4 st sådana grupper. Dessa grupper relateras sedan till ställda säkerhetskrav.

Dessa kan sägas vara inga eller ej klart definierade eller stora för att ta ett exempel på en enkel indelning. Denna indelning förs in i huvudet till höger. Beräknade tidsintervaller mellan erforderliga besiktningar förs sedan in för de olika grupperna och säkerhetskraven. Man får därvid en skala där besiktningsintervaller framgår.

Detta kan man också åskådliggöra i diagram, se fig 5, vilket jag här bara vill antyda på detta sätt. Man kan därvid se hur en anläggning förhåller sig med hänsyn till dess säkerhetskrav.

Långsträckta berganläggningar kan, beroende på exempelvis varierande geologi, hamna inom skilda grupper i olika delar av anläggningen med samma säkerhetskrav.

STYRNING AV UNDERHÅLLET

För att styra upp underhållet är det väsentligt att man i anläggningsskedet utför karteringar. De bör då omfatta såväl geologi som förstärkningar, se figur 6.

Innan underhållsarbetet påbörjas måste det föregås av besiktningar. Avsikten är därvid att dessa besiktningar sker i så god tid att de kan utgöra underlag för budget och planering av erforderliga insatser. Det viktiga är att besiktningarna resulterar i beskrivningar, ritningar och andra handlingar där arbetets omfattning samt krav på kvalitet och utförande framgår.

Vid besiktningstillfället bestäms var en förstärkningsåtgärd eller annan åtgärd skall sättas in, vilken typ av förstärkning eller åtgärd och varför den måste utföras. Graden av hur angelägen åtgärden bedöms vara är också väsentlig för att få rätt underlag för planeringen.

Dokumentering av de tillkommande förstärkningarna och mängden nedskrotat berg m m utförs och noteras efter färdigställandet av underhållsarbetet. Erhållna protokoll, inmätningar och relationsritningar med hänvisning till tidigare dokumentation arkiveras för att lätt vara tillgängliga vid nästa besiktningstillfälle.

PLANERING FÖR FRAMTIDA UNDERHÅLL

Man kan naturligtvis påverka det framtida underhållet redan vid planeringen av en ny anläggning. Det vill vi åskådliggöra med en bild från en fullborrad tunnel, se figur 7.

Fullborrning eliminerar eller minskar graden av inverkan från flera av de påverkande faktorerna, såsom:

Bergkvalitén
 Vattenläckage
 Bergförstärkning
 Spänningsförhållanden

Det är inte bara i Sverige som intresset för underhåll ökar. Inom ITA, International Tunnelling Association har man en arbetsgrupp för Maintenance and Repair. Vid ITA:s årsmöte i Warszawa 1983, antog man en plan för gruppens fortsatta arbete.

SUMMARY

Maintenance and repair routines are receiving increased interest from various possessors of underground structures. With this pilot study we have consequently wished to obtain a more common approach when forming the opinion of in what condition a construction is, when giving priority to measures to be taken.

However, it is also important to work out the documentation in a more integrated way and to apply the same routines on working with and handling of data from inspections.

It is our intention to work along these lines when presenting the results from BeFo's research project entitled "Maintenance and repair of underground structures and tunnels".

Öhman: Jag kan förstå de här framförda synpunkterna. Det vi har redogjort för representerar helt nya tankegångar. Vattenfall har metoder för underhåll av sina tunnlar och bergrum, som idag kan betecknas som bra. Det finns dock många som har bekymmer med underhållsrutinerna för undermarksanläggningar.

I de fall man gör upp en plan för underhåll av bergrum eller tunnlar blir den nästan alltid godkänd för genomförande av den som har producerat planen. Det är svårt för företagsledningar eller linjechefer att sätta emot. Man saknar i många fall möjlighet att göra det. Det finns nämligen ett kommunikationsgap mellan de som gör upp dessa planer och hanterar sådana frågor och företagsledare.

För att råda bot på detta krävs att alla förstår den teknik man använder och dess möjlighet. Det är därför nödvändigt att upprätta ett system att arbeta efter. Det är alltså en styrningsfråga och för att klara den måste man skaffa sig ett redskap att styra med. Det är våra tankegångar.

UNDERHÅLLSPÅVERKANDE FAKTORER

BERGKVALITET
 BERGTÄCKNING
 VATTENLÄCKAGE
 BERGFÖRSTÄRKNING
 SPÄNNINGSFÖRHÅLLANDE
 TEMPERATUR
 VATTNETS PH-VÄRDE
 MILJÖ
 PERSONTRAFIK
 VITTRING
 O.S.V.

Figur 1 Underhållspåverkande faktorer

Elements with influence on the maintenance and repair

VÄRDERING AV UNDERHÅLLSBEHOVET

PÅVERKANDE FAKTORER	VÄRDET AV FAKTORERNAS INVERKAN ENL. EN SKALA
1 Bergkvalitet 2 Bergtäckning 3 Spännvidd 4 Vattenläckage 5 Bergförstärkning 6 Spänningsförh 7 Klimat o.s.v.	Föreslagen skala 0-10
	summa inverkan- de faktorer

Figur 2 Värdering av underhållsbehovet

Valuation of the requirements of maintenance and repair

TABELL 1
VÄRDERING AV UNDERHÅLLSBEHOVET (PRINCIP)

Index/ Kriterier		0	5	10
1	Bergkvalitet (RQD)	Bra (>50)	Medelmåttlig (20 - 50)	Dålig (<20)
2	Bergtäckning tjocklek spännvidd	Betryggande (> 1)	Tillfreds- ställande (~ 1)	Otillfreds- ställande (< 1)
3	Vattenläckage	Torrt	Fukt	Läckage
4	Bergförstärk- ning	Dimensionerad inbyggnad	Ej beräknad (kompl drifts- förstärkning)	Saknas eller enbart drift- förstärkning
5	Spännings- förhållande	Normal spänning	Inre eller yttre laster förekommer	Tektoniska spänningar + laster (smäll- berg)
6	Temperatur	Normal	Onormal konstant	Varierande
7	Vattnets PH-värde	Normalt	Måttligt Förändrat	Korrosivt
8	Miljö	Godtagbar	Förorenat	Skadlig
9	Säkerhetskrav	Inga	Odefinierade	Stora
10	Persontrafik	Ingen	Tillfällig	Frekvent

Figur 3 Exempel på värdering av underhållsbehovet

Example of maintenance and repair require-
ments valuation

EXEMPEL PÅ TILLÄMPNING AV VÄRDERING

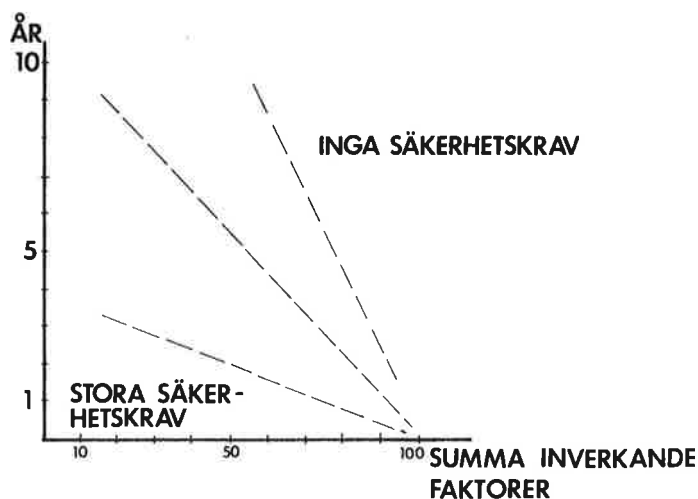
BESIKTNINGSINTERVALL

Grupp	Summa	Säkerhetskrav
1	$0 < \Sigma_1$	Tidsintervall för besiktningar
2	$\Sigma_1 < \Sigma_2$	
3	$\Sigma_2 < \Sigma_3$	
4	$\Sigma_3 < \Sigma_4$	

Figur 4 Exempel på tillämpning av värdering

Example of application of the valuation

SAMBAND MELLAN TIDSINTERVALL FÖR BESIKTNING OCH SUMMA INVERKANDE FAKTORER



Figur 5 Samband mellan tidsintervall för besiktning och summa inverkanse faktorer

Relationship between the intervals of inspection and the sum and substance of elements and repair

STYRNING

Karteringar

Geologi

Förstärkningar

Besiktningar

Handlingar

Karteringar

Figur 6 Styrning av underhållet

Control of the maintenance and repair



Figur 7 Fullborrad tunnel

TBM driven tunnel

UNDERHÅLL AV BERGRUM OCH TUNNLAR
PROGRAM FÖR UNDERHÅLL - EXEMPEL FRÅN STOCKHOLM

Maintenance and repair of underground structures
Programme for maintenance - examples from Stockholm

Geolog Mats Tenne, TYRENS, Stockholm

Under de senaste två åren har TYRENS besiktigt ungefär 60 km tunnlar i stockholmstrakten med avseende på tunnelunderhåll. Det är Energiverket och Televerket som beställt besiktningarna för att få enhetlig bedömning och överblick av förhållandena i sina omfattande tunnelsystem.

Efterhand har vi utvecklat rutiner för den här typen av besiktningar och föredraget kommer att visa vilka förhållanden man brukar ge akt på i tunnlar och hur man kan upprätta förslag till underhållsåtgärder. Slutligen visas uppläggning av en kostnadsbedömning för åtgärdernas utförande och något om redovisningstekniken - med andra ord "Program för underhåll".

Tunnlar som behandlas i föredraget har areor mellan 6 och 25 m² och är utsprängda i granitisk berggrund av mestadels god kvalitet. De äldsta är från början av 1950-talet och man kan se hur kraven på tunnelbyggnad och inredning efterhand har förändrats, delvis med avsikt att minska underhållet. Exempel på detta är att numera betongsprutas tunneltaken generellt, liksom att sprängning av tunnelkonturen sker med skonsam slätsprängning. De viktigaste orsakerna till underhåll belyses i följande text och bildserie från olika tunnlar, där även andra tunnlar än Energi- och Televerkets ingår.

Sprängningsteknik

Skonsam sprängning av konturen, bl a med dubbla slätsprängningsrader ger normalt fina, kvarstående bergytter som kräver litet underhåll, se FIGUR 1. Tunneln på bilden visar Söderledens nya trafiktunnel där dock av säkerhetsskäl taket senare har förstärkts med armerad sprutbetong och berget därmed dolts. Även väggar har betongsprutats men då av underhållstekniska orsaker, eftersom man annars i framtiden hade varit tvungen att stänga av trafiken för underhållsskrotning av berget.

Även i små tunnlar har skonsam sprängning betydelse för framtida underhåll genom minskad skrotning, men betydelsen är sannolikt mindre. FIGUR 2 visar en av-

loppstunnel från 1950-talet. Tunneln är hårt sprängd och har ojämn kontur, men tack vare bra berg och väl utförd skrotning i samband med utsprängningen har inga nedfall inträffat och få bompartier förekommer. Det här visar att god bergkvalitet i vissa fall till stor del kan uppväga effekterna av hård sprängning med åtföljande ojämn kontur.

Sprutbetong

En annan betydelsefull orsak till underhåll är förstärkning med sprutbetong. Här är några erfarenheter från besiktningarna.

När det gäller sprutbetongens kvalitet verkar det som om antalet skador i form av sprickor och avflagningar är störst där finkornig sprutbetong påförts i ett tunt lager. En tid var det populärt att nästan enbart spruta i fördjupningar och sprickor mellan utstickande berggaddar, men det visar sig att sprutbetongen ofta flagnar på gaddarna, där den gjorts för tunn, vanligen mindre än 10 mm, FIGUR 3. En minsta tjocklek av 20 mm kan anses vara väl motiverad och numera kontrolleras normalt tjockleken genom borrhov.

Sprutbetong har ibland visat sig ha dålig vidhäftning mot en del bergytor. FIGUR 4 visar järn-, mangan- och kalkutfällningar på en tunnelvägg. Att spruta på sådana ytor ger självfallet dålig vidhäftning men ytorna kan också vara svåra att göra rena och för detta kan krävas blästring. När enbart vatten rinner över ytorna måste även detta om möjligt först samlas upp och avledas innan betongsprutning kan utföras. Vidare har en del löst sittande sprutbetong visat sig bero på att normal rengöring ej utförts av ytor, dvs damm eller oljefilm har ej tvättats bort före betongsprutningen.

En annan viktig faktor för god vidhäftning av sprutbetong är bergytans temperatur vid betongsprutningen. I närheten av en del tunnelmynningar har större antal platser med sprutbetongnedfall och uppbomning konstaterats, vilket kan ha berott på för låg temperatur vid betongsprutningen. Att betongspruta bergytor i en kall tunnel som den på FIGUR 5 skulle inte ge bra resultat. Vid några prov har noterats en halvering av vidhäftningen vid ändring av bergytans temperatur från +7°C till +4°C. Under +6°C bör man inte spruta om man räknar med att få en vidhäftning av minst 0,5 Megapascal, vilket är ett vanligt krav. Numera kontrolleras oftast vidhäftningen genom dragprov vilket var ovanligt för bara 10 år sedan.

Sprutbetong har en viss självtätningseffekt genom att kalken i cementen lakas ut och kan på så vis täta uppkomna sprickor i sprutbetongen. Man skall alltså inte ha för bråttom att sätta upp kompletterande dräner på sådana här platser. FIGUR 6 visar ett betongsprutat tak med kalkutfällningar.

Dräner m m

Kompletterande avledningsanordningar måste ofta sättas upp i en nyare tunnel efter det att sprutbetong påförs. Man kan då göra betonginsprutade dräner, vilket kan vara svårt pga inredning eller mera provisoriska med droppskålar, rännor, plåtar, slangar m m. FIGUR 7 och 8 visar exempel på olika utföranden av dräneringsanordningar.

Ett normalt underhållsarbete är att flytta dräner. Antalet platser med inläckage från tunneltaket minskar normalt med åren, vilket framgår av torra dräner och droppplåtar. Det innebär också att en del avledningsanordningar efter hand bör tas bort och i en hel del fall kan de återanvändas på annat håll.

Genom att lägga plast över kablar och rör har dessa provisoriskt skyddats mot skador från vattendropp, FIGUR 9. Tyvärr är plasten brandfarlig, varför den nu efter en del tillbud ersätts med t ex droppplåtar.

Som synes görs det stora ansträngningar för att leda inläckande vatten från tak till golv. Man kan konstatera att inläckande vatten genom framför allt dropp på olika sätt förorsakar stora underhållskostnader.

Luftfuktigheten blir hög inom en del tunnelavsnitt och speciellt vid schakt och nedfartstunnlar uppstår korrosion på inredningen, som t ex stegar, luckor, dörrar och låsanordningar. Valet av material till inredningen är därför viktigt. FIGUR 10 visar ett enkelt exempel på materialvalets betydelse och det framgår hur målat stål rostar och kräver underhåll, medan samma detalj av aluminium motstår angrepp. Man måste alltså redan vid konstruktionsbordet kalkylera med framtida underhållskostnader.

Inläckande vatten som innehåller järn vållar problem när järnet fälls ut i bruna massor. FIGUR 11 visar en igensatt golvdränering. Järnet eller snarare järnhydroxiden fälls ut till cirka 90% efter bara några få minuters oxidation i luften och kan därför orsaka igensättning av dräner. I några fall har problemet lösts genom avledning av det järnhaltiga vattnet i slangar direkt till en pumpgrop. Slangarna mynnar under vattenytan vilket förhindrar lufttillträde och därmed utfällning i slangarna. Genom utspädning i pumpgropen med annat ej järnhaltigt vatten förhindras utfällning till stor del.

Inläckande vatten har i en del fall hög radonhalt, vilket medför höga värden i tunnelluften. Radonet kommer från uranhaltiga graniter. Genom fläktventilation har problemen kunnat minskas till acceptabla nivåer.

Det inläckande vattnet svarar alltså för stora underhållskostnader i en tunnel förutom länshållningskostnaderna.

Grundvattenkontroll

Sättningsskador kan förorsakas av grundvattensänkning på grund av alltför otäta tunnlar. Det är alltså inte bara i en tunnel som inläckningsvatten kan kosta pengar, utan sekundärt kan en alltför otät tunnel bli dyrbar genom effekter utanför tunneln t ex genom att sänka grundvattnet och orsaka sättningsskador. Exempel på sådana skador i en byggnad visas av FIGUR 12. Till underhållet hör därför att om möjligt då och då kontrollera inflödet i tunnlar genom mätning av olika tunnelavsnitt. Härvid kan både ökningarna och minskningar av inflödet vara viktiga. Regelbunden kontroll bör även utföras av ovanför tunneln belägna områden. Observationsrör för grundvatten utsatta under byggnadstiden bör således kontrolleras under tunnelns hela livslängd. I tätort kan rören få stort juridiskt värde, t ex när nästa tunnelbyggare kommer och kanske inte får tätt i sin tunnel.

Skrotning

En tung post vad gäller underhåll är skrotning av bergytor för att förhindra nedfall av stenar. Skrotningen utförs dels som säkerhetsåtgärd för dem som arbetar i tunnarna, dels som skydd för inredningen. Med hänsyn till kostnaderna för skrotning är det väsentligt att välja vettiga intervall mellan skrotningstillfällena. Olika kriterier för dessa val berördes i föregående föredrag.

Efter ovanstående exposé över olika orsaker till tunnelunderhåll visas schematiskt hur underhållet kan programmeras.

Program för underhåll

I en genomgång av underhållet bör normalt ingå vissa moment och avsikten är att tunnelägaren efter en sådan genomgång skall veta vad som behöver åtgärdas, hur snart det bör utföras samt hur mycket det kan komma att kosta. Översiktligt visas momenten av FIGUR 13.

Besiktning

Sedan tillgängliga data om en anläggning har inhämtats bör det första momentet besiktning ha följande omfattning, vilket även framgår av FIGUR 14.

Kontroll av bergytor med skrotspett för att upptäcka omfattningen av lösa, bomma och instabila avsnitt, som måste skrotas ned eller förstärkas. En liknande men ofta mera stickprovsartad överknackning utförs av sprutbetongen men med extra noggrannhet om sprickor upptäcks i sprutbetongen. Nedfall av berg eller sprutbetong noteras.

Finns det möjligheter att mäta inläckande vattenmängder bör det göras vid t ex befintliga mätdammar. Vidare inmäts platser för vattenläckage i tak och väggar

samt vilken typ av läckage det är, t ex dropp, hastigt dropp eller rinnande vatten.

När det gäller berget bör - om det inte finns utfört tidigare - noteras dess kvalitet, svaghetszoner, hög sprickfrekvens, samt bergarterna.

Befintliga förstärkningar kan behöva mätas in och slutligen kan det vara av värde att göra skisser på hur inredning i form av kablar, rör, spår m m är placerade.

Redovisning

Redovisningen av de aktuella tunnlarna har utförts på planritningar, där det framgår omfattningen av betongsprutade ytor, platser med inläckage, tunnelns nivå vid pumpgröpar och högpunkter, mätdammar, i vissa fall tunnelns planläge i förhållande till bebyggelse, korsande tunnlar och deras nivåer m m, jfr FIGUR 15.

Förslag till åtgärder

På ovanstående underlag och efter genomgång av tidigare erfarenheter från anläggningen, som t ex geologiska karteringar, skrotningsintervall, nedtagna bergmängder vid skrotning, bultning och speciella instabila avsnitt kan sedan upprättas förslag till åtgärder. Sådana förslag kan givetvis beroende på geologi, förstärkningar och inredning se helt olika ut även för närbelägna tunnelsträckor. Det viktiga är att de skall klara ut behoven av skrotning och kompletterande förstärkningar och om åtgärder behöver vidtas för dränering, tätning eller infiltration, jfr FIGUR 16.

Prioritering

När åtgärdsförslaget upprättats görs en bedömning av hur snart de olika åtgärderna behöver genomföras, jfr FIGUR 17. Man kan kalla det en indelning i prioriteringsklasser. Tidsskalan på bilden bör uppfattas som ganska relativ. För skrotning i äldre tunnlar med bra berg är det t ex ofta tillräckligt med klass 0 och klass 1 för enstaka platser med löst eller bomt berg, medan berget i övrigt mestadels kan sammanföras till en klass för sådant som behöver utföras i framtiden. Juridiskt sett bör ägaren till en anläggning dock inte låta framtiden ligga längre bort än 5 år, eftersom gällande anvisningar anger att berget bör ses över minst vart 5:e år.

Kostnadsbedömning

Mot slutet på en genomgång av underhållet görs en kostnadsbedömning av föreslagna åtgärder, jfr FIGUR 18.

Den kan, som framgår av figurtexten, göras med olika syften. Det svåraste i den här bedömningen är givetvis att sätta rätt kostnad på en viss åtgärd och mestadels får den åsättas ett "riktpreis". Detta riktpreis

påverkas vid det verkliga utförandet av en mängd faktorer som normalt ej kan bedömas vid besiktningstillfället. Exempel på sådana faktorer är etablerings- och avvecklingskostnader, skyddstäckning av inredning, borttransport av sprutbetongspill och nedskrotat berg, ställningsbyggen, långa transportavstånd m m. Kostnadsbedömningen kan trots osäkerhet ändå anses ha stort värde då den inte skall utgöra ett anbudsunderlag, utan översiktligt skall visa beställaren kommande kostnader, så att dessa kan budgeteras under en längre period. Underhållet av en tunnel bör alltså programmeras precis som det kan programmeras för andra byggnadsverk.

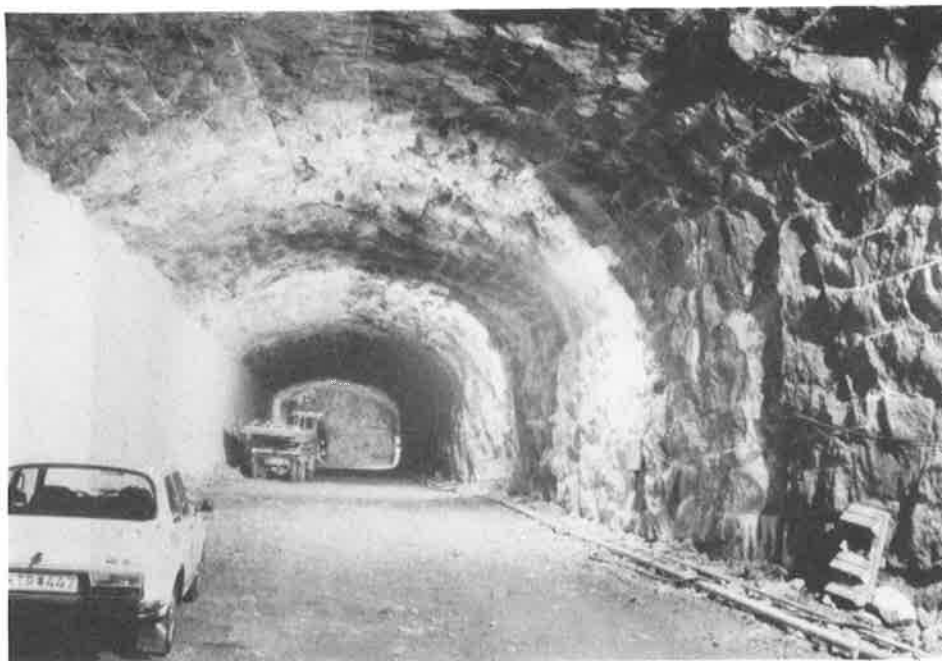
Summary

TYRENS has in different ways gathered a lot of experience and developed routines for inspections, maintenance and repair of underground structures and tunnels. We have for example during the last two years for the purpose of maintenance made inspections of 60 km tunnels for cables and district heating in the Stockholm region.

Since maintenance and repair of tunnels has become a subject of great interest we are presenting our routines for inspections and for making programmes.

The reason for maintenance is often that scrapping is needed due to rock quality and the blasting technique used, as well as the control of supports and the need for drainage of leaking water. In urban areas the groundwater above tunnels must also be controlled in order to detect groundwater-lowerings.

Thus TYRENS has made programmes for maintenance work and from them the client gets information of where and when the work has to be carried out and estimation of the cost for it can also be made. Based upon the programme the client can plan the maintenance and repair in tunnels and underground structures as well as for his other buildings.



FIGUR 1 Trafiktunnel utförd med skonsam sprängning
Traffic tunnel excavated with smooth
blasting.



FIGUR 2 Avloppstunnel utförd med hård sprängning.
Sewage tunnel excavated with hard blasting.



FIGUR 3 Avlossning av tunn sprutbetong
Loosening of thin shotcrete



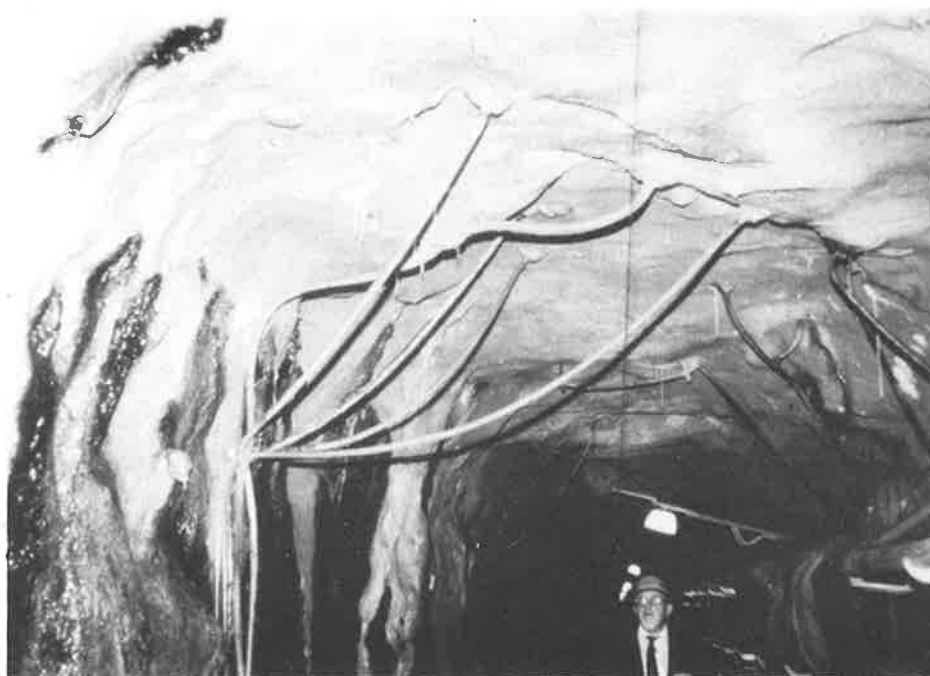
FIGUR 4 Utfällningar av järn-mangan-och kalkföre-
ningar på bergyta
Precipitations of compounds of iron, manga-
nese and lime on rock surface



FIGUR 5 Tunnel med isbildning
Tunnel with iceformations



FIGUR 6 Delvis kalcitläkta sprickor i betongsprutat
tunneltak
Partly calcite-healed cracks in shotcreted
roof of tunnel



FIGUR 7 Dräneringsslangar i tunnel

Drainage hoses in tunnel



FIGUR 8 Dräneringsplåtar i tunnel

Drainage sheetings in tunnel



FIGUR 9 Skyddsplast över kablar
Protective plastic covering cables



FIGUR 10 Rostande och icke rostande tunnelinredning
Corrosive and none-corrosive equipment in
tunnel



FIGUR 11 Utfällning av järnföreningar i dräneringsrör i tunnelgolv

Precipitation of iron compounds in drainage-pipe in tunnel floor



FIGUR 12 Sättningsskador orsakade av grundvattensänkning

Damages due to subsidences caused by ground-water lowering

UNDERHÅLL

Besiktning av berganläggning

Förslag till åtgärder

Prioritering av åtgärder

Kostnadsbedömning

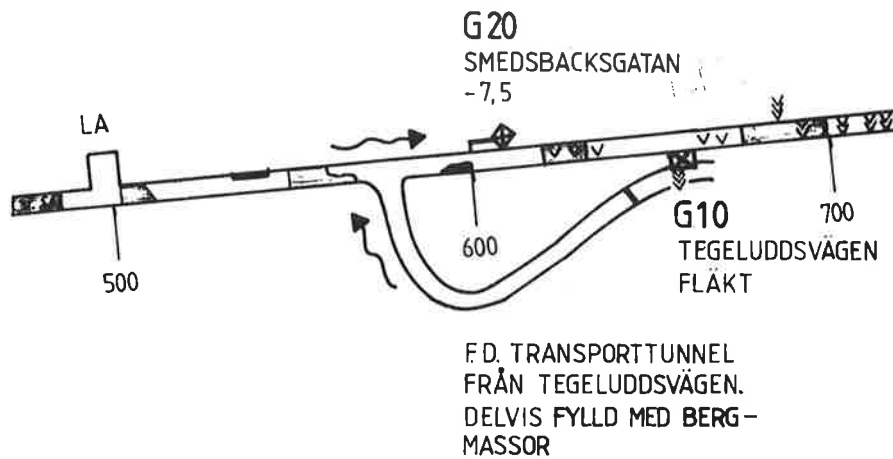
FIGUR 13 Ingående moment för bedömning av underhåll
Parts of estimation of maintenance work

BESIKTNING

**Kontroll av bergytor
förstärkningar
inläckage**

**Inmätning av läckageplatser
förstärkningar
mätdammar**

FIGUR 14 Ingående moment för besiktning
Parts of scheme for inspection



FIGUR 15 Uppritning av tunnelbesiktning
Drawing of tunnel inspection

FÖRSLAG

Bedömning av skrotningsbehov
förstärkningsbehov
dräneringsbehov
tättningsbehov

FIGUR 16 Omfattning av förslag till underhåll
Extent of proposals for maintenance

PRIORITERING

Omedelbara åtgärder	klass 0
Åtgärder inom 1 år	1
2-3 år	2
3-4 år	3
4-5 år	4
> 5 år	5

FIGUR 17 Prioritering av åtgärder
Priority of proposals

KOSTNADSBEDÖMNING

För olika typer av åtgärder
Per tunnelavsnitt
Efter åtgärdsklass
Efter åtgärdstyp
Totalt för hela åtgärdsförslaget

FIGUR 18 Kostnadsbedömning
Cost estimate

FROSTISOLERING AV TRAFIKTUNNLAR

Insulation against frost in tunnels

Överingenjör Erik Sandegren, SJ Huvudkontor,
Geoteknik och Ingenjörgeologi, Stockholm

Statens Järnvägars tunnelbestånd (95 st i drift) är mycket olikåldrigt och flera av dem är vintertid utsatta för svallis och istappsbildningar, vilket orsakar omfattande och kostnadskrävande åtgärder. Isen förorsakar dessutom frostsprängning med efterföljande okontrollerat stennedfall samt skadar betongförstärkningar.

Hur illa det kan se ut framgår av Fig 1-3.



Fig 1. Svallis i Åmålstunneln

Water-ice in the Åmål tunnel

Att knacka ner isen är ett både riskfyllt och tidsödande arbete. Dagliga besiktningar även under helger samt insatser av upp till 4 man, varvid den nedknackade mängden is blir så stor att den måste bortforslas, drar stora underhållskostnader.



Fig 2. Isnedfall i Åmålstunneln
Ice fall in the Åmål tunnel



Fig 3. Issprängning av betong i Liljeholmstunneln
Concrete, broken by ice, in the Liljeholmen
tunnel

Problemet har angripits på många sätt. Det gäller att hindra vattnet från att frysa till is innan det når dränagen i tunnelns botten. Man har använt byggmattor och granris, samlat in vattnet i dränerande lådor och installerat eluppvärmda kablar. Resultatet har varit skiftande.

För att en isolering skall fungera tillfredsställande krävs att den skall vara vittringsbeständig, vara resistent mot i bergvattnet lösta ämnen, kunna motstå nedbrytning av solljus (uv-strålningen), ha mycket lågt värmeledningstal och vara formbar, så att den kan anpassas till bergkonturen, så att luftvolym och luftväxlingsmöjligheter minimeras samt vara hopfogningsbar (limbar) till stora ytor. Grundidén, som ursprungligen är norsk, Håkon Hartmark och Knut Saetre (1), är att bulta fast ett elastiskt högisolerande material på bergväggen, varigenom denna hålls så varm, att det utträngande bergvattnet inte fryser under isoleringen utan rinner ner i tunnelns dräneringssystem.

Det isoleringsmaterial vi använt är en cellplast Ethafoam 200 från Dow Chemical. Till att börja med använde vi en vit typ, men har numera övergått till den svarta varianten, som är uv-stabiliserad. Det går troligen även bra att använda en likvärdig produkt, Neopolen 1712, från BASF. De båda materialens egenskaper framgår av Tabell 1.

Cellplasten levereras i skivor med måtten 2,75 x 0,6 m och varierande tjocklek. Vi använder tjockleken 50 mm i mellan- och södra Sverige och 2 x 50 mm i norra Sverige. Tjockleken 50 mm är en lämplig hanteringstjocklek med hänsyn till böjligheten.

Vi får plattorna levererade hoplimmade till våder med bredden 2,75 m. Se Fig 4. Längden kan i princip göras obegränsad. Dessa våder skarvas sedan till flak i önskad storlek genom limning på en limningsplats, varefter flaken transporteras till uppsättningsstället. Till hopfogningen används ett Hot-Melt-Lim, som bör ha en arbetstemperatur om ca 170°. Högre temperatur än 180° förstör cellplasten. Vår smältlimanläggning är av märket Meltex, se Fig 5. För transport till uppsättningsstället har vi använt motordressin. Ännu bättre är att använda sky-lift, se Fig 6, monterad på vagn. Se Fig 7.

Mattan fästs vid berget med på förhand satta bultar, som består av helgängad stång $\emptyset$ 12 mm. Bulten fästs i berget med kemiskt ankare. Utanpå mattan sätts brickor och bult. Fästansordningarna visas på Fig 8. Uppsättningen sker med sky-lift, varvid mattorna pressas på bultarna för hand. Se Fig 9. Närmare beskrivning av arbetsförfarandet finns i (2).

Tabell 1 Medelvärden enligt Dow Chemical och BASF

Mean values according to Dow Chemical and BASF

Egenskap (norm)		Ethafoam 220	Neopolen
Densitet (DIN 53420)	kg/m ³	35	30
Belastning (DIN 53577)			
10 % samman- tryckning	N/mm ²	0,035	
vid 25 %	N/mm ²	0,055	0,045
50 %	N/mm ²	0,105	0,11
Kvarstående deforma- tion efter 24 timmars återhämtning (22 h, 50 %, 23°C)	%	11	6
Draghållfasthet (DIN 53571)	N/mm ²	0,14	0,16
Brottförlängning (DIN 53571)	%	90	55
Rivhållfasthet (DIN 53575)	N/mm ²	0,14	1,1
Vattenabsorption under 24 timmar (ASTM C-272)	Vol%	<0,5	<1,0
Ånggenomsläpplighet (DIN 52615)	μ-Faktor	>320	
Värmeledningstal vid 25°C (DIN 52612)	W/mK	0,043	0,037



Fig 4. Hoplimmade Ethafoamskivor

Glued in Ethafoam slabs



Fig 5. Smältlimanläggning av märket Meltex
Set-up for uniting the slabs with Hot-Melt glue

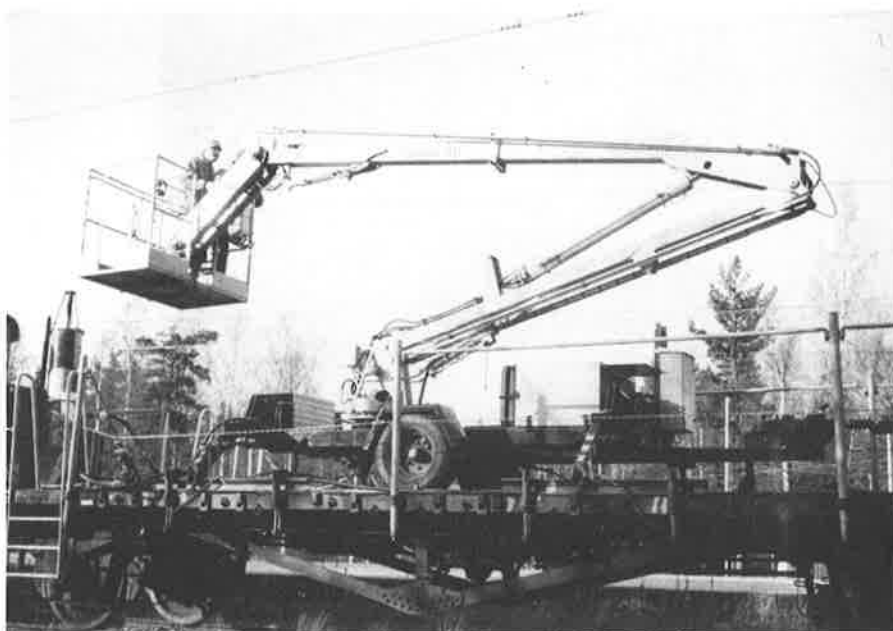


Fig 6. Sky-lift

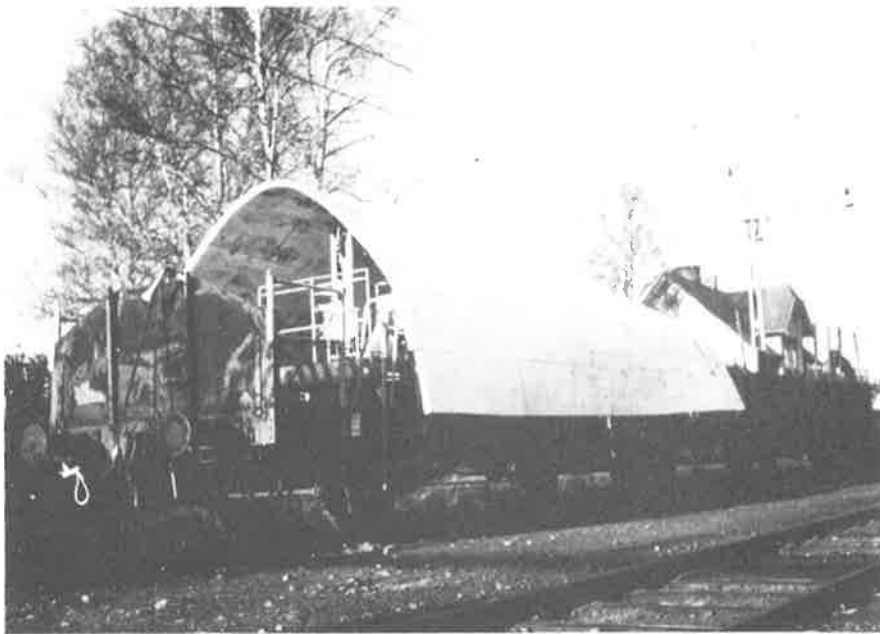


Fig 7. Transport av matta med hjälp av sky-lift
på vagn

Transportation of the sheeting with the aid
of a Sky-lift on a wagon

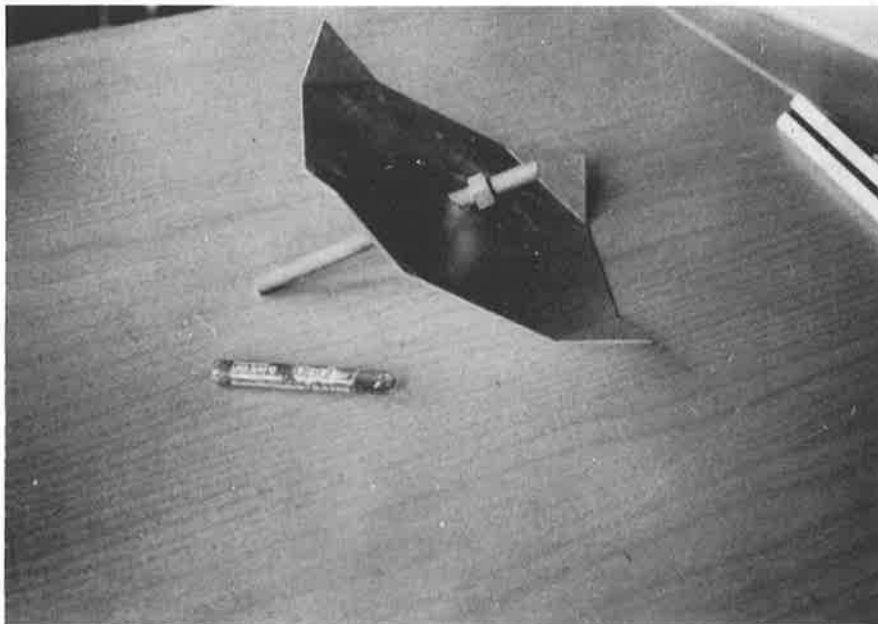


Fig 8. Kemiskt ankare, bult och bricka

Bolt and plate for chemical anchorage



Fig 9. Montering av isolering med sky-lift

Installation of the insulation with the
aid of a Sky-lift

På Fig 10 till 13 visas några olika utförda isoleringar.



Fig 10. Isolering av bergskärning

Insulation in a cutting

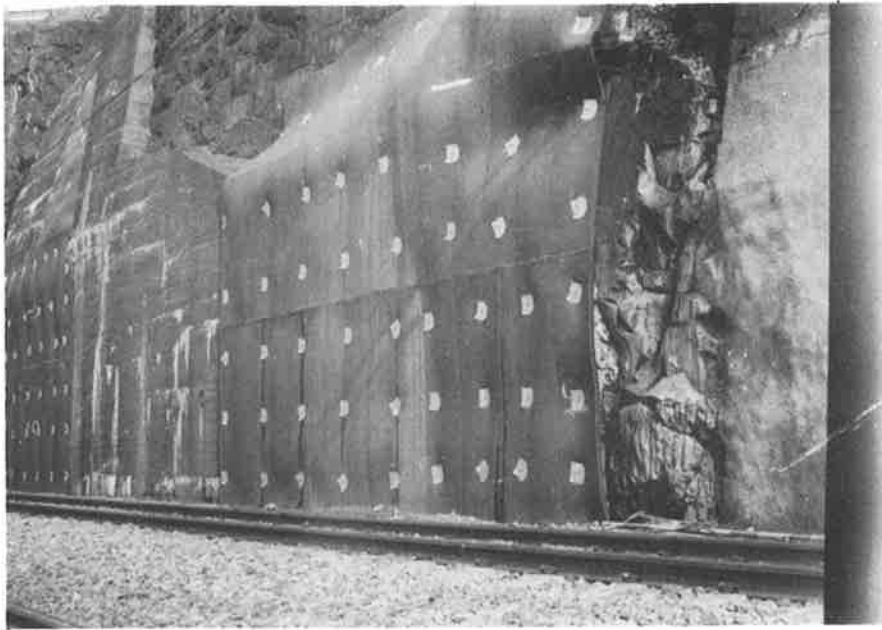


Fig 11. Isolering av inslag
Insulation of an opening



Fig 12. Isolering av tunnel
Insulation of a tunnel



Fig 13. Tätning vid mattkanten med Gullfibers bjälklagslängd

Sealing against an circulation with mineral wool

Isoleringskostnaderna i 1982 års prisnivå är följande.

Materialkostnader	Kr/enhet	Kr/m ²	
Kemiskt ankare HKA 3 st	6:70	3:35	
Bult 0,33 m med bricka och mutter, varmförzinkad, st	16:50	8:25	
Ethafoam 220, 50 mm lösa skivor, m ²	1240:-	62:-	*
		124:-	**
Smältlim 5 kg	360:-	1:40	*
		2:80	**
Svestning i fabrik av skivorna till våder		21:-	*
		42:-	**
Summa per m ²		96:-	*
		180:40	**

* Vid 50 mm isolering

** Vid 100 mm isolering

Arbetskostnader	Kr/m ²	
Limning av våder till flak	7:-	
Bultsättning och montering vid ca 3 t/d tågledig tid	145:-	
Vid "normalt" fall	106:-	
Totalkostnad	50 mm isolering	210 á 250:-/m ²
	100 mm isolering	300 á 340:-/m ²

De första isoleringsarbetena utförde vi 1979.
Utförda, pågående och planerade arbeten framgår
av Tabell 2.

Tabell 2 Av SJ med cellplast isolerade tunnlar
och förskärningar

Bansträcka	Ort	m ²	T=tunnel S=skärning
<u>1979</u>			
Kiruna-Vassijaure	Nuolja	200	T
Kil-Ludvika	Loka	250	T/S
<u>1980</u>			
Kiruna-Vassijaure	Tornehamn	30	T
Ludvika Borlänge	Rämshyttan	170	S
Bjärka-Säby-Västervik	Gamleby	40	T
Göteborg-Borås	Landvetter	440	T/S
<u>1980-81</u>			
Stockholm-Uppsala	Hagalund Ö	2450	T/S
Stockholm-Södertälje	Södermalm	80	T
Limmared-Värnamo	Gnosjö	300	T/S
<u>1981</u>			
Härnösand-Långsele	Kramfors	720	T/S *
Stockholm-Uppsala	Hagalund V	250	T
Stockholm-Södertälje	Västberga	10	T
Katrineholm-Åby	Graversfors	950	T *
Göteborg-Borås	Hindås	700	T/S
<u>1982</u>			
Älvsbyn-Boden	Laduberg	200	T
Stockholm-Södertälje	Liljeholmen	1500	T
Borås-Limmared	Aplared	1800	T/S
Ulricehamn-Limmared	Åsunden	400	T/S
Uddevalla-Munkedal	Kärre I	350	T/S
Göteborg-Uddevalla	Skeppsviken	170	T/S
<u>1983</u>			
Härnösand-Långsele	Kramfors	80	T **
Ludvika-Borlänge	Rämshyttan	30	S **
Limmared-Värnamo	Brandsmo	200	T/S
Borås-Limmared	Aplared	200	T/S **
Summa		11520 m ²	

* = tre tunnlar

** = kompletteringar

Bansträcka	Ort	m ²	T = tunnel S = skärning
------------	-----	----------------	----------------------------

Planerade

1984

Ställdalen-Ludvika	Grängesberg	35	S
Fagersta-Ludvika	Vad	200	S
Stockholm-Södertälje	Tullinge	160	S
Stockholm-Södertälje	Rönninge	900	T/S
Södertälje-Järna	Ström	230	T
Södertälje-Järna	Bränninge	130	T/S
Göteborg-Borås	Hindås	400	T/S **
Göteborgsregionen	div berggrum	?	
Halmstad-Getinge		?	T

Efter 1984

Göteborg-Borås	Landvetter	?	T **
Borås-Limmared	Aplared	500	S **
Kristianstad-Karlskrona	Pengaberget	1000	T

** = kompletteringar

De slutsatser man kan dra sedan ca 11500 m² isolering monterats är följande.

1. Böjbar cellplast kan med framgång användas för att frostisolera tunnlar och förskärningar.
2. Materialet bör utgöras av uv-stabiliserad plast.
3. Isoleringens kanter måste noggrant tätas.
4. Materialet är brandfarligt, varför vid elektrifierad tunnel överslag måste förhindras mellan kontaktledning och isolering.
5. Kostnaden för nedtagning av svallis är normalt så stor att kostnaden för utförda isoleringsarbeten amorteras på några år.

Summary

Many of the tunnels and rock cuts in the swedish railway system are old and badly subjected to frost action and water ice. Especially the water ice is a very great and serious problem, as it in bad cases may intrude on the structure gauge and by thaw times may get loose and fall down in the track. Therefore it is necessary to take down the ice by ice cutting. This is both an expensive and dangerous work, for which reason great cost and risks might be avoided if the water leakage might be reduced or the water be prevented from freezing.

Methods as deep drainage, widening of the tunnel section, coulking with sprayed concrete, grouting and insulation have hitherto been applied. Since 1979 an entirely new method to insulate with cellular plastics is used. This method is in details accounted for concerning the choice of material, the joining, the installation and the dimensioning. Further details are given about costs.

Finally is given an account of hitherto realized works, obtained results and the conclusions that may be drawn from the works. The conclusions are the following.

1. Bendable cellular plastics might successfully be used to insulate tunnels and cuts against frost.
2. The stuff ought to be made of plastics stabilized against ultra-violet light.
3. The edge of the insulation must carefully be made tight.
4. The stuff is easily set on fire. Hence it is necessary to prevent from flash-over between the overhead line and the insulation.
5. The costs to take down the water ice normally are so great that the costs to insulate are amortized in a few years.

Litteraturförteckning

- | | |
|---------------------------------------|--|
| (1) Saetre Knut | Frostsikring av tunneler, isolering med Ethafoam. Rapport GK 2531, Norges Statsbaner, Geoteknisk kontor, Oslo 1980. |
| (2) Sandegren Erik och Wallmark Göran | Isolering mot svallis i tunnlar och skärningar. Statens Järnvägars Huvudkontor, Geoteknik och Ingenjörgeologi, meddelande nr 41, Stockholm 1982. |

DISKUSSION

Sten G A Bergman

Vi börjar med det första föredraget, det som Jurell presenterade om brott och skador på spända bergförankringar i Grundfors.

Norbert Krauland, Boliden Mineral AB

Jag skulle gärna vilja fråga om man har haft möjlighet att undersöka vad som hade hänt med cementbruket kring de gamla bultarna?

Georg Jurell, Statens Vattenfallsverk

Det är ganska lätt att svara på det. Vi hade gärna själva velat undersöka cementbruket och gjorde verkligen ansträngningar men vi misslyckades. Det gick helt enkelt inte att spåra tillräckligt mycket bruk för att över huvudtaget kunna göra något prov.

Sten G A Bergman

Jag tycker den här frågan om risken för sprödbrott eller spänningskorrosion bör uppmärksammas av dem som kanske använt spännstag av liknande typ som det här.

Gunnar Pettersson, WP-System AB

En fråga till Jurell. Jag lade märke till att du nämnde att staget roterade när ni släppte loss det. Det där kan ju ge upphov till en tanke. Tillför man kanske i bultar en extra spänning som man ej har räknat med, t ex torsionsspänning, när man drar åt brickor och liknande?

Georg Jurell

Jag kan ju inte svara på hur det gick till år 1955 när de gjordes, men f n har man ju en domkraft, som spänner upp bulten till avsedd spännkraft och därefter drar man åt muttern. Man låser in lasten på det sättet.

Gunnar Pettersson

Jag tänkte egentligen inte på sofistikerade dragstag av typ Dywidag och liknande som användes i Grundfors, utan på de vanliga enkla bultningarna för bergförstärkning i tunnlar o dyl, där det ibland anläggs en

efterspänning genom att dra åt muttern, och att man då eventuellt får en extra torsionsspänning i bulten.

Rasa Benedik, Tyréns AB

Angående Gunnar Petterssons kommentar vill jag nämna att man brukar i vanliga fall provdra sådana här stag med påsatt mutter, så att någon kvarstående vridningsbelastning kan det inte vara fråga om för dessa bultar.

Georg Jurell

Normalt gör man ju en efterkontroll, man lättar på stängen från sitt säte och känner efter att den har aktuell spännkraft. Det är det sista man gör. Helst väntar man så länge som möjligt med det ända tills det är dags att injektera bulten.

Gunnar Pettersson

Jag har en annan fråga som jag funderar på ibland. Här var det ju väldigt liten diameter på borrhålet jämfört med staget. Men även om man har större normala hål så frågar jag mig, finns det någon metod att försäkra sig om att bulten inte ligger mot berget för den böjer sig ju alltid något även av egenvikten kanske. Den var visserligen uppspänd men vid slaka bultar kan man ju få bulten anliggande mot bergväggen och man är då inte säker på att man får injekteringsbruk mellan bergväggen och bulten och det behövs inte så stora områden förrän man kan få korrosion. Finns det metoder att hålla bulten på ett visst avstånd från bergväggen även vid vanliga enkla bultar?

Georg Jurell

Ja, det finns det. Vi använder normalt när det gäller längre bultar distanshållare som man monterar på ett visst inbördes avstånd.

Sten G A Bergman

Om man inte haft förspända utan slaka stag anordnade på samma sätt, vad skulle under i övrigt samma omständigheter ha hänt?

Georg Jurell

Eftersom den var en 2,5 m lång stång som åkte ut så skulle den i och för sig ha hållit om den hade varit ingjuten som slakarmering och väl kringgjuten. Då hade den ju hållit stångens brottlast med marginal.

Det hade i alla fall inte blivit ett så dramatiskt brott som det nu blev.

Heinz Thurner, Geodynamik AB

Som komplettering till Norbert Kraulands fråga angående Grundfors-ankarna kan jag berätta att vi för ett halvår sedan har kontrollmätt ett antal nysatta Dywidag-stag och vi har även där konstaterat att ingjutningen hos vissa stag var mycket dålig. Dragförsök visade att ingjutningen fanns, men att den inte hade brunnit. Det kan vara samma orsak även i fallet Grundfors.

Vidare gäller för Boltometer-undersökningarna i Grundfors att man där hade tillgång till oscilloskop, annars hade man ej kunnat se de olika skadorna eller diskontinuiteterna.

Sten G A Bergman

Jag tackar för denna diskussion och vi går vidare till nästa föredrag av Kjell Windelhed.

Heinz Thurner

Vad gäller Kjell Windelheds kommentarer till automatklassningen med Boltometern måste understrykas att dioderna är ett mycket grovt instrument för en snabb indikation av bultens funktion. Använder man oscilloskopet så förfinar man metoden avsevärt, man får en bättre tillförlitlighet, man får framför allt en högre noggrannhet och man kan upptäcka skador som automatiken över huvudtaget inte kan indikera.

Kjell Windelhed nämnde även att takbultar generellt var av eller gav sämre resultat och det kan jag också understryka. Enligt vår erfarenhet har praktiskt varje takbult en luftficka längst uppe, vilket medför större reflexer och därmed en lägre funktionsklass. Vad gäller Perfobultarnas bättre resultat så instämmer jag även där. Perfobulten medger en visuell kontroll av ingjutningsmaterialet emedan andra ingjutningsförfaranden "döljer" själva cementmjölken i sättningsmomentet.

Vad gäller Hagconsults erfarenhetsbank så är vi på Geodynamik gärna beredda att komplettera den med våra erfarenheter från mätningar i olika länder.

Resultaten som vi har fått fram under de senaste åren har visat, att endast 50 % av alla bultar fyller byggherrens krav på fullgod funktion hos en ingjuten bult.

Till sist skulle jag vilja påpeka att Boltometern ännu inte är ett optimalt instrument att avgöra om en bult är mycket god eller god, men jag skulle vilja hävda att den är tämligen oslagbar som snabb och icke förstörande metod att visa om det finns en skada på en bult eller om bulten har dålig ingjutning.

Sten G A Bergman

Krauland var den som en gång i tiden önskade fram den här Boltometern. Han har ännu inte köpt någon själv, eventuellt kan han kommentera det också.

Norbert Krauland

Ja, det kan jag gärna kommentera. Vi har inte köpt en men vi har testat den ganska flitigt, framför allt på fältmässighet och tolkning av resultaten, och lagt ned mycket pengar på dessa tester. Den fråga jag hade till Kjell Windelhed var hur många bultar egentligen blev friborrade. Det angavs bara procentsatser. Var det ett stort eller ett litet antal?

Kjell Windelhed, Hagconsult AB

Det var 8 st som blev friborrade.

Tomas Franzén, BeFo

Apropå Heinz Thurners kommentar till luftfickor i tokbultar: Det är väl trots allt en svaghet i den här metoden att bultar där det saknas lite grand bruk längst upp i taket blir klassade som dåliga. Det är, vad jag förstår, funktionsmässigt av ringa betydelse om det finns en sådan luftficka. Här var alltså ett fåtal bultar friborrade och ändå talar man om en generell klasskillnad mellan bultar i tak och vägg. Kan det bero på att många takbultar har detta lilla "fel" som kanske är obetydligt. Det skulle också vara intressant att veta om en manuell analys av signalen ger mer besked på den här punkten än den automatiska klassningen.

Kjell Windelhed

Vi har inte i detalj analyserat det här resultatet så att vi kan ge något direkt svar nu, men vi skall återkomma med den utvärderingen så småningom. Förhoppningsvis ger den manuella analysen bättre upplysningar.

Heinz Thurner

Om man använder sig enbart av automatklassningen med de 4 lysdioderna, kommer takbultarna i princip alltid att ha en lägre funktionsklass, men utnyttjar man oscilloskopet och utvärderar signalen kan man särskilja om en takbult verkligen är sämre eller om det finns en luftficka i inneränden.

Stig Jansson, Statens Vattenfallsverk

Vem var det som påstod att det inte gick att få hålen fyllda utan att man skulle perfobulta? Det är alldeles fel. Man har en slang och för upp den ända i botten på hålet och sedan håller man den så att slangen trycks ut automatiskt eftersom hålet blir fullt med cementpasta. Vi har långvarig erfarenhet av att de hålen blir bäst fyllda på detta sätt, men med perfometoden får vi luftfickor.

Norbert Krauand

En liten kommentar: Bulten har en benägenhet att få något sämre kvalitet i taket än i väggarna. Det kan faktiskt bero på mätmetoden. Det är avsevärt tyngre och svårare att slipa av bultändarna och mäta takbultar än väggbultar. Det är vår erfarenhet med den utrustningen vi hade till förfogande under våra försök. Det är en hanteringsfråga av instrumentet och kringutrustningen. Problemet är redan delvis åtgärdat.

Sten G A Bergman

Nästa avsnitt gällde underhållsfrågorna. Det finns säkerligen intresse för det Ivan Öhman och Mats Tenne talade om.

Jüri Martna, Statens Vattenfallsverk

Vattenfall har ett stort antal bergrum och en mycket stor bergyta som skall underhållas. Hur stor den är vet jag inte men storleksordningen är väl omkring 1 miljon m². Vi har haft dessa underhållsproblem i ganska många år nu. Jag hörde med ett mycket stort intresse Öhmans och Tennes

föredrag, men jag håller inte med i alla stycken. Vi har försökt att få det därhän att man har besiktningar med längsta möjliga lagliga intervall, dvs i dag 5 år, och vid dessa beslutas åtgärder som skall utföras inom ett år, eller högst två. Besiktningarna är förskjutna i förhållande till varandra och så finns det en lagom stor organisation som är ständigt sysselsatt med dessa underhållsarbeten. Det är ingen mening med att säga att det här gör vi någonting åt om 10 år, man kan inte förutse en bergytas utveckling under en så lång tid. Vissa ställen kan naturligtvis orsaka mera besvär än andra. Är det så att man har stora skrotningsproblem på något ställe, är det kanske bättre att göra någonting en gång för alla, dvs utföra permanenta förstärkningar. Om det är lönsamt eller inte måste avgöras från fall till fall. Vårt mål är att en anläggning i sin helhet skall besiktigas med vissa intervall. Det är inte rationellt att vissa ytor av en anläggning skall besiktigas och underhållas oftare än andra bergytor där.

Ivar Öhman, Tyréns Företagsgrupp AB

Jag kan förstå de här framförda synpunkterna. Det vi har redogjort för representerar helt nya tankegångar. Vattenfall har metoder för underhåll av sina tunnlar och bergrum, som i dag kan betecknas som bra. Det finns dock många som har bekymmer med underhållsrutinerna för undermarksanläggningar.

I de fall man gör upp en plan för underhåll av bergrum eller tunnlar blir den nästan alltid godkänd för genomförande av den som har producerat planen. Det är svårt för företagsledningarna eller linjechefer att sätta emot. Man saknar i många fall möjlighet att göra det. Det finns nämligen ett kommunikationsgap mellan dem som gör upp dessa planer och hanterar sådana frågor och företagsledare.

För att råda bot på detta krävs att alla förstår den teknik man använder och dess möjlighet. Det är därför nödvändigt att upprätta ett system att arbeta efter. Det är alltså en styrningsfråga och för att klara den måste man skaffa sig ett redskap att styra med. Det är våra tankegångar.

Göran Bäckblom, Sydkraft AB

Jag har en fråga om sprutbetong med anledning av den uppföljning som skett av tunnlar i Stockholmstrakten.

Om det finns förutsättningar kan man erhålla god kvalitet på sprutbetong. I dåligt berg, med vatten och lera, och där förstärkningar verkligen är nödvändiga kan betongkvaliteten försämrats genom att stora kvantiteter tillsatsmedel måste användas. Jag vill fråga Mats Tenne om ni på något sätt i efterhand kunnat följa upp hur tillsatsmedel har använts och om man kan se några skillnader i betongens beständighet beroende på val av tillsatsmedel.

Mats Tenne, Tyréns Företagsgrupp AB

Vi har inte haft möjlighet att följa upp betydelsen av tillsatsmedel, eftersom man normalt inte sparar blandnings- och provningsprotokoll, men det är mycket möjligt att olika tillsatsmedel försämrat sprutbetongens kvalitet på vissa avsnitt. Många avsnitt där sprutbetongen är dålig är emellertid torra avsnitt och där bör man inte ha haft anledning att använda något tillsatsmedel. Jag tror alltså inte att det enbart är tillsatsmedlens fel att det blivit lägre sprutbetongkvalitet.

Sten G A Bergman

Diskussionen mellan Bäckblom och Tenne antyder väl att i det här problemet finns också en tids- och utvecklingsaspekt. En del av de anläggningar, som man nu diskuterar underhåll för, eller utifrån vilka man bedömer underhållsbekymren, är utförda på ett så tidigt stadium attt ex användning av bultar och sprutbetong då inte motsvarar den kvalitet som vi förhoppningsvis kan prestera i dag med bättre metoder i både det ena och andra avseendet.

Stig Jansson

Beträffande tillsatsmedlen, så är det väl i första hand acceleratorn som är boven i dramat. Det har vi sett i våra undersökningar, att så fort acceleratorn ingår så blir vidhäftningen sämre. Ofta används för mycket finmaterial i betongmassan i tron att öka sprutbarheten. Detta gör att man tvingas gå ned med lösare konsistenser och då använder man mera accelerator och då riskerar man att dålig vidhäftning uppstår.

Sten G A Bergman

Låt oss nu diskutera Erik Sandegrens föredrag om frostisolering av trafiktunnlar utsatta för allvarlig klimatpåverkan. Det måste väl fin-

nas ganska många som har anläggningar med dessa eller liknande problem, kanske inte alltid trafiktunnlar utan inslag och infartstunnlar.

Håkan Thorén, Vägverket

Inom Vägverket har vi ett antal trafiktunnlar med rätt stora problem. Isbildning och sönderfrysning av dränér och sprutbetong är inte ovanligt. Cellplastisolering har vi också börjat använda oss av. Detta är en metod som löser problemen. Daglig isrensning vintertid är relativt riskabelt i vägtunnlar med mycket stark trafik.

Curt Wichman, VTI

Frågan gäller cellplasten. Det är ju egentligen ingen bergförstärkningsåtgärd utan det är bara för att skydda från att vattnet inte skall tränga ut. Då är min fråga, hur har SJ tänkt på det här med skrotning och underhåll av berget?

Erik Sandegren, SJ

Det är ju helt enkelt så att man först och främst får konstatera hur berget ser ut innan man täcker det och att man har skrotat det ordentligt. Sedan är det ju så att om man skyddar berget så att det inte fryser och man inte får de här isbildningarna, så behöver man i stort sett inte ha några bekymmer för det som lossnar, det fastnar bakom mattan. Den får alltså fungera som ett skyddsnät. Sedan är det ju en annan sak att man numera skall försöka bygga sina tunnlar så att man inte skall behöva använda sådana här specialmetoder. Sveriges längsta järnvägstunnel, Gårdatunneln i Göteborg, som togs i drift 1967, har praktiskt taget inga som helst problem med vatten. Det är lite fuktinslag här och var, men det finns inget rinnande vatten. Vi har alltså inga problem vintertid heller. Vår näst längsta järnvägstunnel, Nuolja-tunneln på Narviksbanan, som togs i drift 1900, är ju en av våra absolut sämsta tunnlar i den vägen. Där började vi också med de här jobben. Men det är fullt riktigt, som ni anmärkte, att man täcker in berget och inte längre kan inspektera det direkt visuellt, men man kan lätt montera ned de här skivorna med jämna perioder, t ex 5-10 år, om man skulle vilja. Så länge behöver inte plattorna hålla därför att de är amorterade på ett par år. Det är en av våra mest ekonomiska investeringar, för det är fruktansvärt dyrt att hålla på med den där isutlastningen.

Tomas Franzén

Jag vill apropå det här ämnet påminna om det möte som skall hållas i Norge i juni och som kallas Low Cost Road Tunnels. Norrmännen vill alltså demonstrera för världen att man kan ha vägtunnlar och järnvägstunnlar i måttligt förstärkta berg, vilket inte är så vanligt i Europa för övrigt. Där kommer säkert de här diskuterade frågorna upp.

BYGGANDE OCH UPPFÖLJNING

UPPMÄTTA BERGRÖRELSE OCH SPÄNNINGAR JÄMFÖRDA MED FEM-BERÄKNINGAR VID PÅGÅENDE UTBYGGNAD AV MESSAURE KRAFTSTATION

Measured rock deformations and stresses compared with FEM-calculations at Messaure water power station.

Civ ing Mogens Jensen, Statens Vattenfallsverk
Civ ing Sten Palmer, Statens Vattenfallsverk

1. BAKGRUND

För att kunna höja effektuttaget på de svenska vattenkraftstationerna och därmed ge bättre möjligheter för samkörning med kärnkraften, har ett flertal vattenkraftstationer utbyggts med ytterligare aggregat. Messaure kraftstation som ligger i Stora Lule älv, hade tidigare 2 aggregat och har i dagarna just färdigbyggts med ett tredje aggregat som är under provdrift, och förberetts för utbyggnad med ett eventuellt fjärde aggregat.

I flera äldre kraftstationer förlängdes ofta maskinsalsplanet, och traverskranens bestrykningsområde utökades, för att dels förbereda för framtida aggregat, varvid man också fick extra stort utrymme för montagearbetete och till upplag för materiel. Så var fallet också i Messaure, se fig 1, 2 och 3.

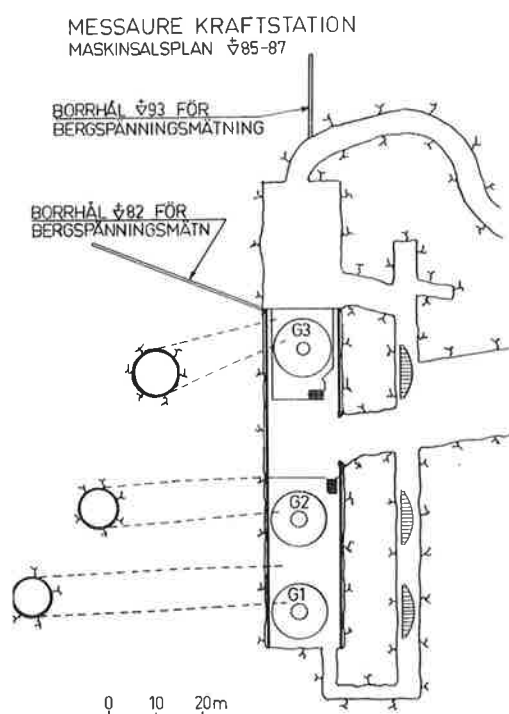


Fig 1. Plan av maskinsal
Machinehall plan

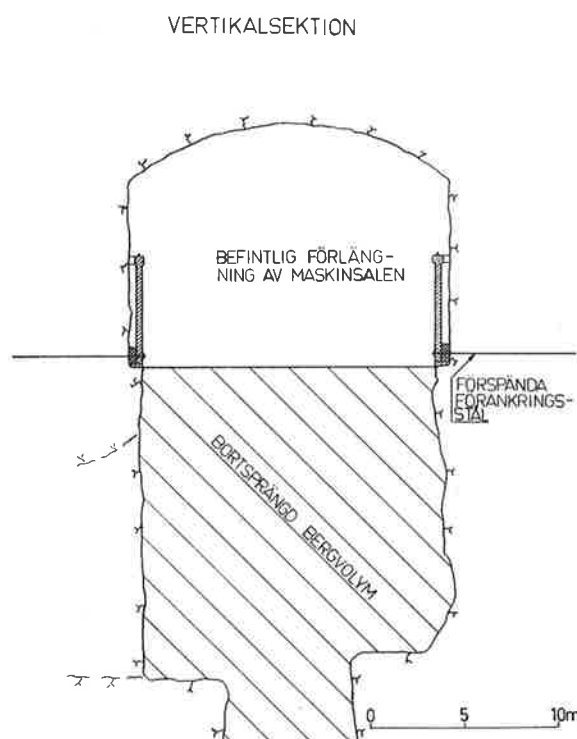


Fig 2. Vertikalsektion
Vertical section

I samband med utsprängningen av utrymmet för aggregaten kunde man förvänta att de sedan 20 år stabila spänningarna och deformationerna i speciellt väggar-
na hos det existerande bergrummet skulle komma att
störas. Tänkbara negativa konsekvenser av detta
föranledde vissa mätningar före, under och efter
utsprängningen, bland annat uppmättes deformationer
på ända upp till 30 mm. För att försöka förklara
dessa stora deformationer utfördes FEM-beräkningar
för bergrummet, och beräkningarna kompletterades med
ytterligare uppmätningar av bl a bergspänningar för
att få större klarhet för beräkningsförutsättningar-
na och materialparametrarna.

Redan nu inledningsvis vill vi påpeka svårigheten att
få de uppmätta deformationerna och spänningarna att
överensstämma med de beräknade, varför en hel del
beteenden hos bergmassan ännu står oförklarade. Våra
teoretiska ganska enkla elastiska finita elementmodel-
ler har således i detta fall inte hållit måttet var-
för man måste sätta upp ett varningens finger för
en alltför ensidig tilltro till beräkningsresulta-
ten.

2. BERGET OCH UTSPRÄNGNINGEN

Berget består av en röd medelgrov ganska kvartsrik
Lina-granit med underordnade inslag av grönsten.
Uppsprickningen har skett med ett flertal varandra
korsande sprickplan. Ett framträdande sådant stryker
nära parallellt med maskinsalens längdriktning och
stupar ca 70° åt nedströmssidan. Uppströms vägg
uppvisar i huvudsak grovblockigt uppsprucket men friskt
berg. Inedströms vägg förekommer partier av riksprick-
igt och delvis starkt vittrat berg. Brytningsföljden
för utsprängningen framgår av figur 3.

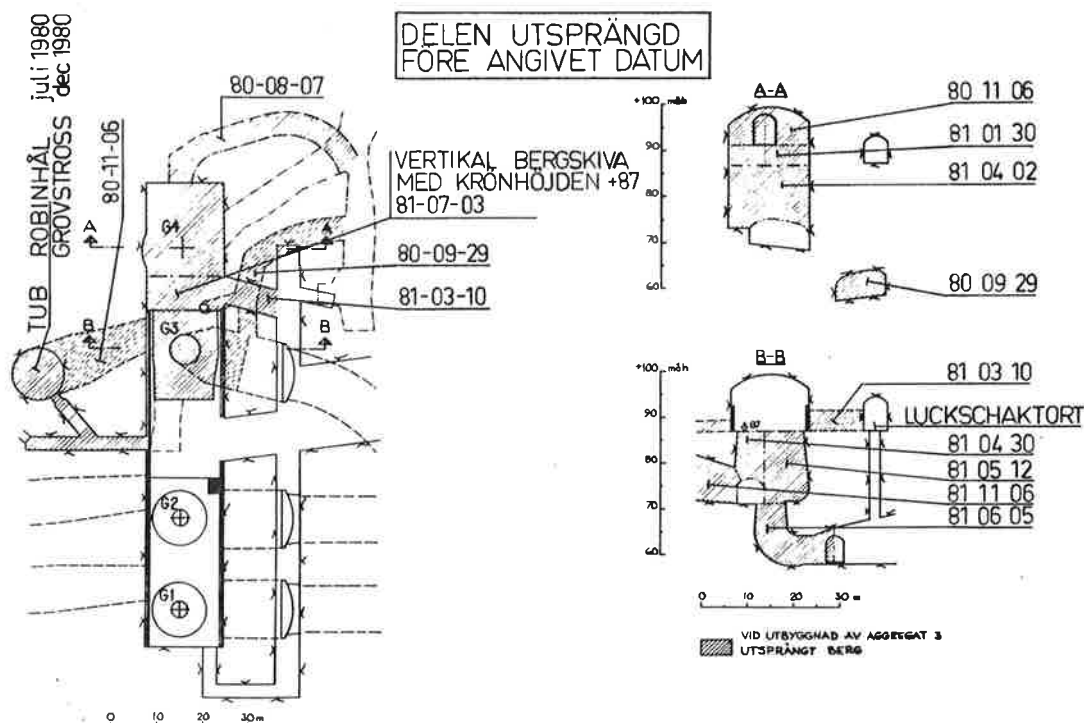


Fig 3. Brytningsföljd för sprängningsarbetena
Excavation order

3. KONSTRUKTIONSUTFORMNING

Vid första utbyggnaden av Messaure kraftstation (1957-1962) utbyggdes två aggregat i en maskinsal med ca 17 m spännvidd, höjd på ca 28 m och bergtäckning på ca 80 m. Då förlängdes övre delen av bergrummet och betongväggarna som bär traverskranen också ut över området för aggregat 3, se fig 1 och 2. När aggregat 3 sedan projekterades beslöts att förutom att spränga ut resterande delar för aggregat 3 även spränga ut hela maskinsalen för ett eventuellt framtida aggregat 4.

För att undvika att riva de befintliga traversväggarna och således även uppnå fördelen med användning av traverskranen i tidigast möjliga bygg-och montage-skede, försökte man begränsa bredden av den grop som skulle utsprängas för aggregat 3 och dess hjälp-utrustning. Dimensionerna för generatorn och för turbinens plåtspiral medgav dock inte att några breda pålitliga berghyllor kunde erhållas innanför varken uppströms eller nedströms traversvägg. Det bedömdes därför nödvändigt att på något sätt motverka risken för skador och nedfall av de smala berghyllorna som skulle komma bilda upplag för betongväggarna. Man valde att spänna traversväggarna mot det bakomvarande berget med totalt 20 st $\varnothing$ 26 mm horisontella spännstänger av stål med 5 meters fri spännlängd. Stängerna, 12 st i uppströms vägg och 8 st i nedströms, försågs med Glötzl lastceller och spändes till 25 ton. Tillåten last är 40 ton.

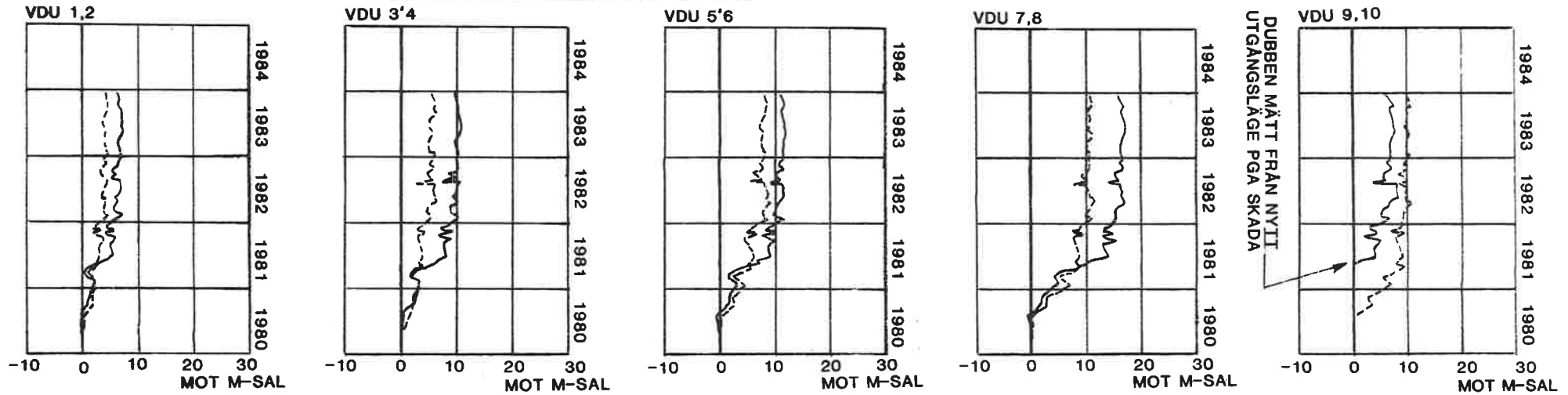
4. UPPMÄTTA RÖRELSER OCH SPÄNNKRAFT-FÖRÄNDRINGAR

För att följa traversväggarnas (och därmed även bergets) beteende under byggnadstiden försågs såsom tidigare nämnts spännstålen med lastceller och dessutom insattes i traversväggarna mät-dubbar för deformationsmätning på nivåerna ∇ 88,2 (1,2 m ovanför den då befintliga golvnivån) och ∇ 92,3 (0,3 m under traversbanerälen). Mätningarna av berg- och betongväggarnas rörelser har gjorts enbart optiskt, och med dubbla fullsatser med teodolit vid varje måttillfälle.

Det primära motivet för dessa mätningar var att kontrollera att rörelserna hos de mot bergväggarna fasthållna traversväggarna inte blev så stora att traversens funktion skulle komma att äventyras p g a för liten spårvidd för traversbryggan. Ett annat - och minst lika betydelsefullt motiv - var att genom sådana rörelsemätningar jämte mätningarna av spännkraften i bultarna erhålla tidiga signaler om snabba förändringar av bergets deformationer. Behovet av bergförstärkningar eller restriktioner för traversens belastning beräknades till någon del kunna bedömas med hänsyn tagen till sådana signaler. De uppmätta deformationerna och spännkraftsförändringarna framgår av fig 4, 5 och 6.

ALLA RÖRELSE I MM

HORIZONTELL RÖRELSE



VERTIKAL RÖRELSE

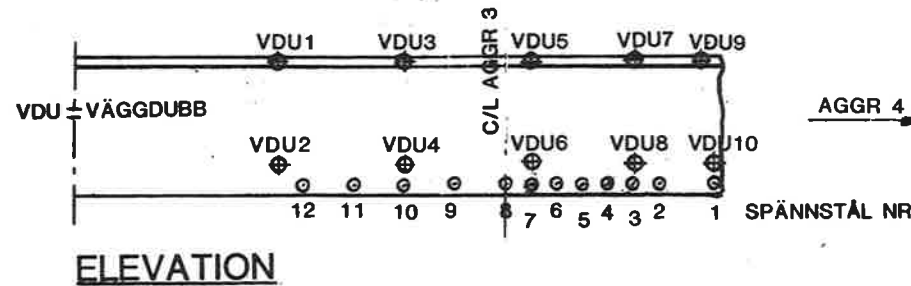
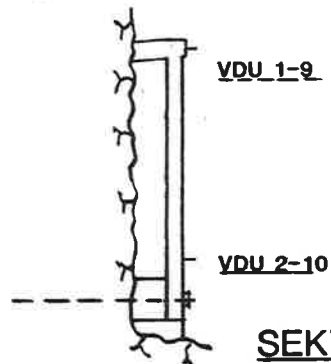
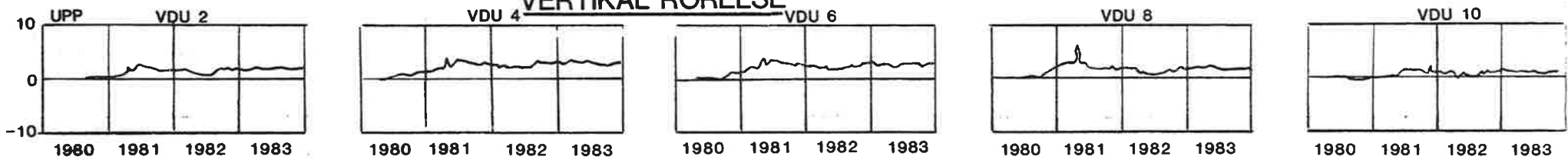
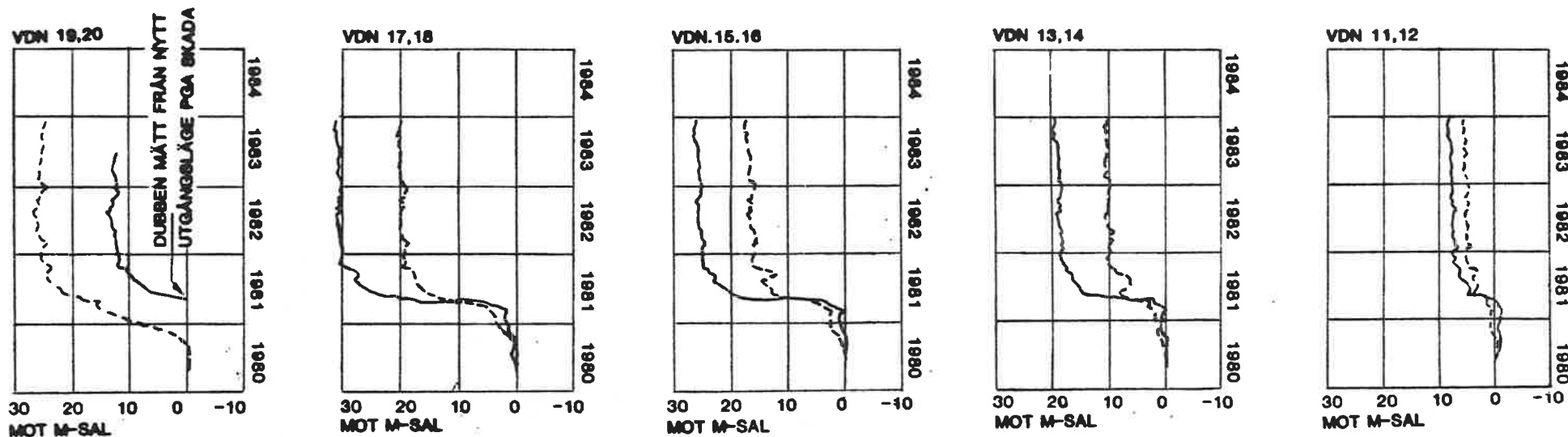


Fig 4.
Uppmätta rörelser på uppströmsväggen.
Measured deformations at the upstream wall.

NEDSTRÖMSSIDAN

ALLA RÖRELSE I MM

HORISONTELL RÖRELSE



VERTIKAL RÖRELSE

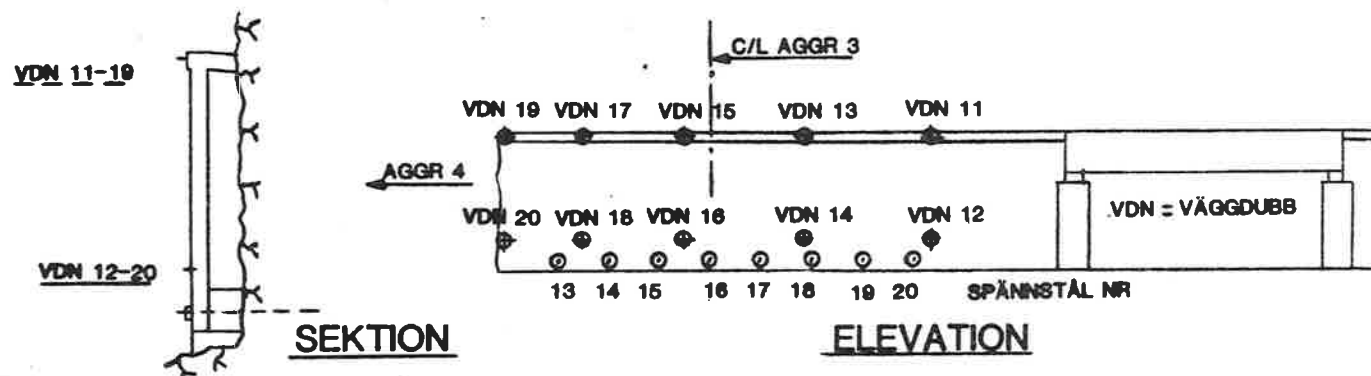
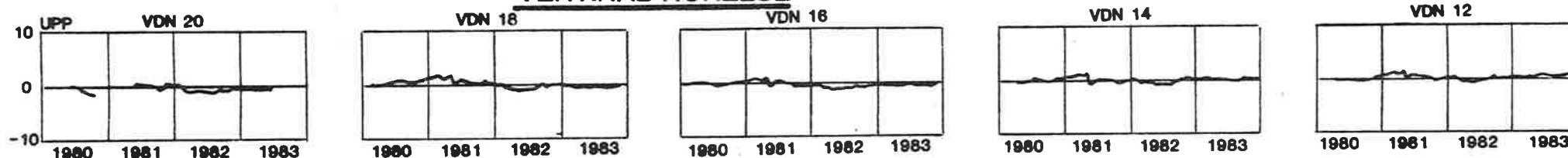


Fig 5.
Uppmätta rörelser på nedströmsväggen.
Measured deformations at the downstream wall.

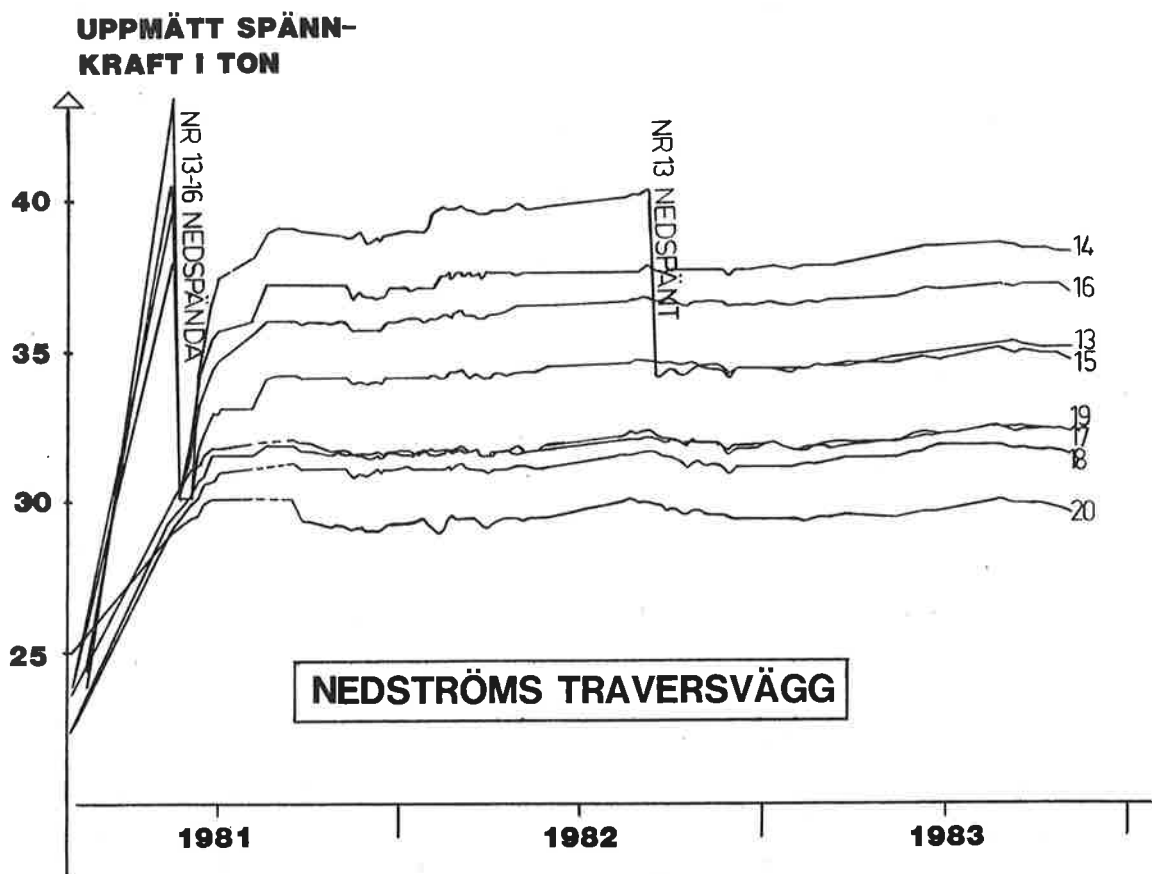
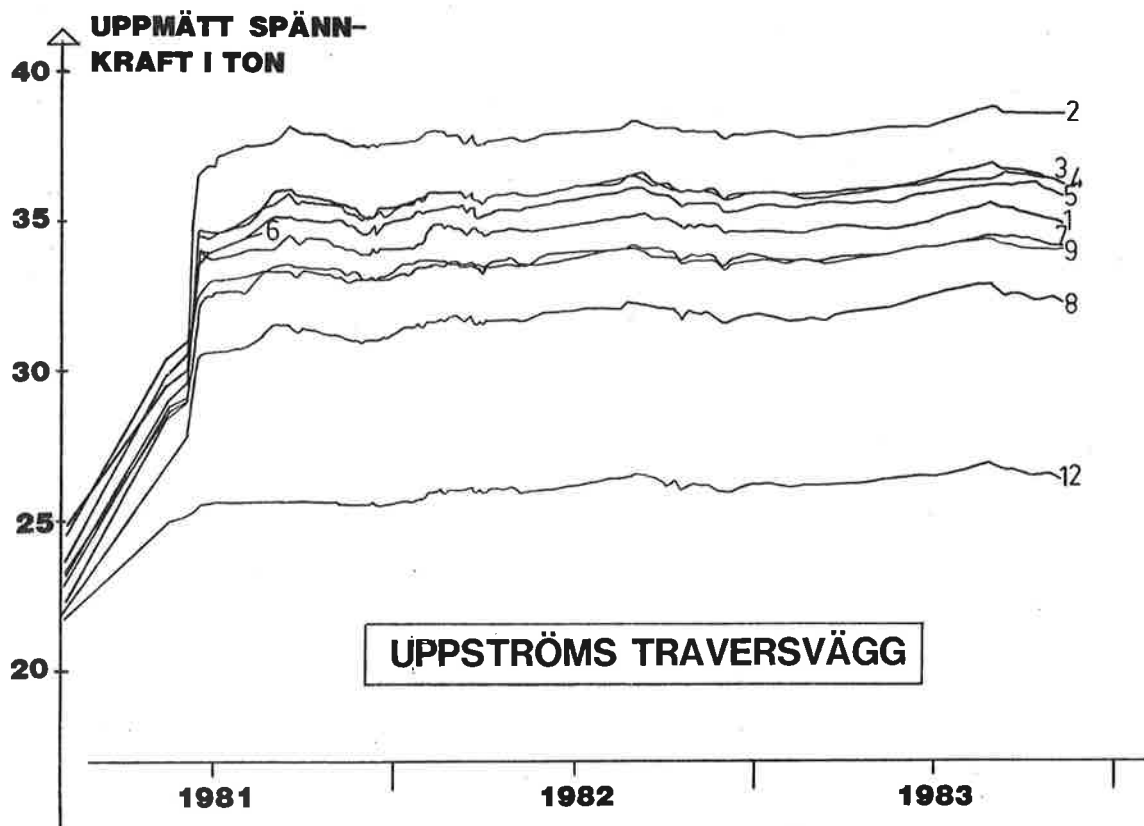


Fig 6.
Uppmätta spännkraftsförändringar.
Measured changes in the prestressed bars.

Av diagrammen framgår att, trots bergets inhomogeniteter och förekomsten av slag i olika riktningar samt oregelbundenheter på olika orter och bergrum vid sidan av maskinsalen finns en klar regelbundenhet i rörelserna.

Under tiden då transporttorten och utrymme för aggregat 4 ned till avlastningsplanets nivå utsprängts har bergytan med vissa undantag rört sig omkring 3 å 5 mm mot maskinsalen. I februari 1981 uppspändes spännstålen, vilket medförde en återgående rörelse på 1-2 mm. Därefter har berget under avlastningsplanets nivå utsprängts i läget för både tredje och fjärde aggregatet, vilket medförde på kort tid en rörelse på ca 15 mm vid nedströmssidan och ca 3 mm vid uppströmssidan mitt för aggregat 3. Senare, fram till september månad, har rörelsen uppgått till ca 3 å 5 mm på nedströmssidan och något mindre på uppströmssidan. Därefter till dags dato visar kurvorna små och avtagande rörelser och anpassning till ett nytt jämviktsläge.

Genomgående visar nedströmssidan totalt sett större deformationer (20-30 mm inåt) än uppströmssidan (5-15 mm), och även större spännkraftsökningar i de förspända stålen. Förklaringen till detta skulle dels kunna vara de oregelbundenheter i geometrin som finns på denna sida med tvärgående orter (tillfartsort + sugrör), men det kan även bero på den avlastande inverkan utsprängningen av tuben haft på uppströmssidan. Den troligaste förklaringen till de större deformationerna på nedströmssidan är nog det sämre bergparti som observerats där och som troligen förorsakat större olinjära deformationer i berget. Luckschaktorten som går parallellt med maskinsalen på nedströmssidan visar sig nämligen enligt finita elementberäkningarna (se punkt 5) ha försumbar inverkan på deformationerna.

De stora spännkraftsökningarna i spännstål nr 13-16 på nedströmssidan som nödvändiggjorde att dessa spändes ned något under maj 1981 måste hänföras till en lokal glidning på 5-6 mm i berget i detta parti, som kunde observeras vara mycket uppsprucket och med ett kraftigt vittrat bergparti på ett par meter. Den större horisontella deformationen i detta parti kan också verifieras i diagrammen för de uppmätta rörelserna.

5. UTFÖRDA FEM-BERÄKNINGAR

En tvådimensionell finit-elementmodell i dataprogrammet EUFEMI har upprättats för halva bergrummet och omkringliggande berg ca 40 m från bergrummet, se figur 7. Beräkningarna har utförts för olika antagna horisontaltryck i berget och för ett vertikalt tryck motsvarande egenvikten av ovanliggande berg. Sedan har beräkningarna utförts i två steg: först beräkning av deformationer/spänningar för bergrummet före ursprängning (typisk deformationsfigur framgår av figur 8) och sedan beräkning av deformationer/spänningar för bergrummet efter ursprängning ned till nivå $\pm 71,5$ (deformationsfigur i figur 9), då elementen under nivån ± 87 i modellen för bergrummet givits noll-egenskaper, d v s mycket låg E-modul. Genom att sedan subtrahera deformationsvärdena från varandra kan man beräkna förändringen p g a utsprängningen.

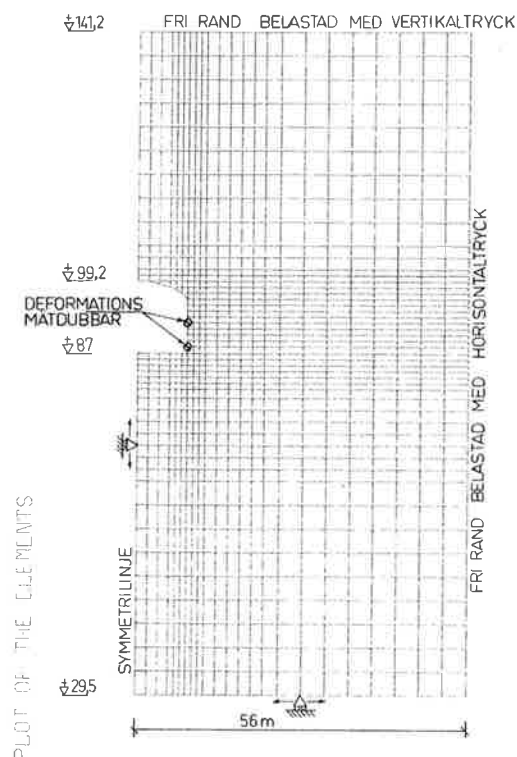


Fig 7.
Geometriplot av FEM-modell
Geometry plot of the FEM-model

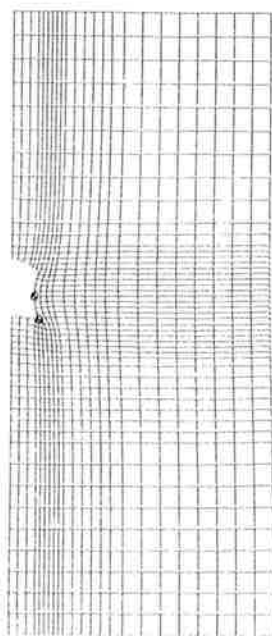


Fig 8.
Plot av belastad modell före ursprängning
Plot of loaded model before excavation

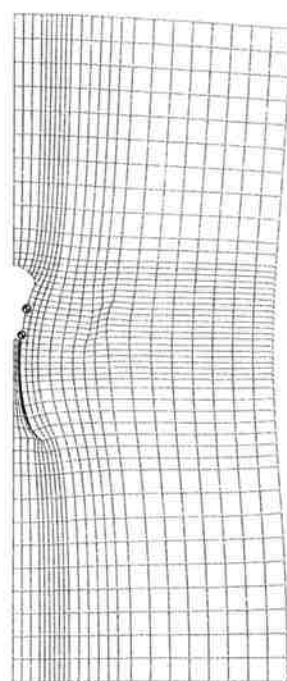


Fig 9.
Plot av belastad modell efter ursprängning
Plot of loaded model after excavation

För att kunna bedöma effekten av luckschaktortens inverkan samt effekten av ett sämre observerat bergparti på nedströmssidan har också dessa partier simulerats med lägre E-moduler inne i modellen. Effekten av detta har dock visat sig påverka beräkningsresultaten mycket marginellt.

Med ett bergtryck på ca 5 MPa, en antagen E-modul för bergmassan på ca 16 GPa och $\nu = 0,14$, vilket har uppskattats ur de framtagna materialparametrarna i samband med bergsprängningsmätningarna punkt 6 nedan, erhålles följande jämförelse mellan mätta och beräknade deformationer: se fig 10.

	MÄTPUNKT +88,2		MÄTPUNKT +92,3
	HORISONTELL DEFORMATION INÅT MM	VERTIKAL DEFORMATION UPPÅT MM	HORISONTELL DEFORMATION INÅT MM
BERÄKNAD DEFORMATION	7	1	5
MÄTT DEFORMATION			
NEDSTRÖMSVÄGGEN	20-30	0-1	10-25
UPPSTRÖMSVÄGGEN	10-15	2-3	8-10

Fig 10. Jämförelse av beräknade och uppmätta deformationer
Comparison between calculated and measured deformations

Som synes i figuren är den verkliga deformationsmodulen avsevärt lägre än den antagna. eftersom de uppmätta deformationerna är 2-4 ggr större än de beräknade. Men det är säkerligen inte de elastiska töjningarna som i verkligheten ökat utan snarare glidningar och rörelser i krosszoner och mellan block. Även de beräknade dragspänningarna på upp till 1,6 MPa i vissa partier underlättar ju dessa glidningar och olinjära rörelser. De beräknade elastiska tryckspänningarna är måttliga och överstiger inte 15 MPa.

Vidare har även deformationerna för noder vid ändarna av de förspända stängernas lägen jämförts, och med ledning av detta beräknats att spännkraften rent elastiskt borde öka ca 4 ton. Eftersom de uppmätta spännkrafterna på stålen redovisar värden på ända upp till 20 tons ökning indikerar också detta att glidningar i berget ägt rum.

6. UTFÖRDA BERGSPÄNNININGSMÄTNINGAR

Efter det att FEM-beräkningarna utförts beslöt man att även testa Vattenfalls nya metod att mäta bergspänningar i horisontella borrhål just i Messaure. Därigenom fick man så att säga på köpet även tillgång till bättre bergparametrar för justering av de gissade parametrarna i FEM-beräkningarna. Med bergspänningsmätningarna önskade man få klarhet i dels de ursprungliga spänningsfältet i berget innan byggnationen startade, dels få en spänningsprofil från berggrummets vägg och utåt i berget och även prov på granitens hållfasthet och E-modul.

Mätningarna utfördes i två stycken borrhål enligt Leeman & Hayes metod med friborrning av $\varnothing$ 76 mm rörkärna med nio stycken fastlimmade töjningsgivare i ett $\varnothing$ 36 mm hål. Det ena borrhålet placerades i en angränsande tillfartsort i maskinsalens förlängning (se fig 1), och sedan borrade man sig ytterligare 17 m in i berget för att komma långt bort från bergrummet och därigenom få ostörda "ursprungliga" bergspänningar. I detta hål utfördes sedan 4 st spänningsmätningar på en tvåmeterssträcka och de horisontella bergspänningarna kunde utvärderas till ca 9 MPa i bergrummets längdriktning och ca 4 MPa tvärs bergrummet.

Det andra borrhålet där man hoppades få fram en spänningsprofil placerades mitt på uppströmsväggen för det nyutsprängda bergrummet för aggregat 3 och 4 (se fig 1). Hålet vinklades något i horisontalplanet för att komma så långt bort som möjligt från den utsprängda tilloppstuben samt en mindre dränageort. I hålet utfördes 19 st mätningar vid varierande djup upp till 40 m in i berget. Mätresultaten framgår av figur 11 och 12 och visar en ganska stor variation och vridningar och storleksförändringar som avviker från de teoretiskt beräknade i FEM-analysen.

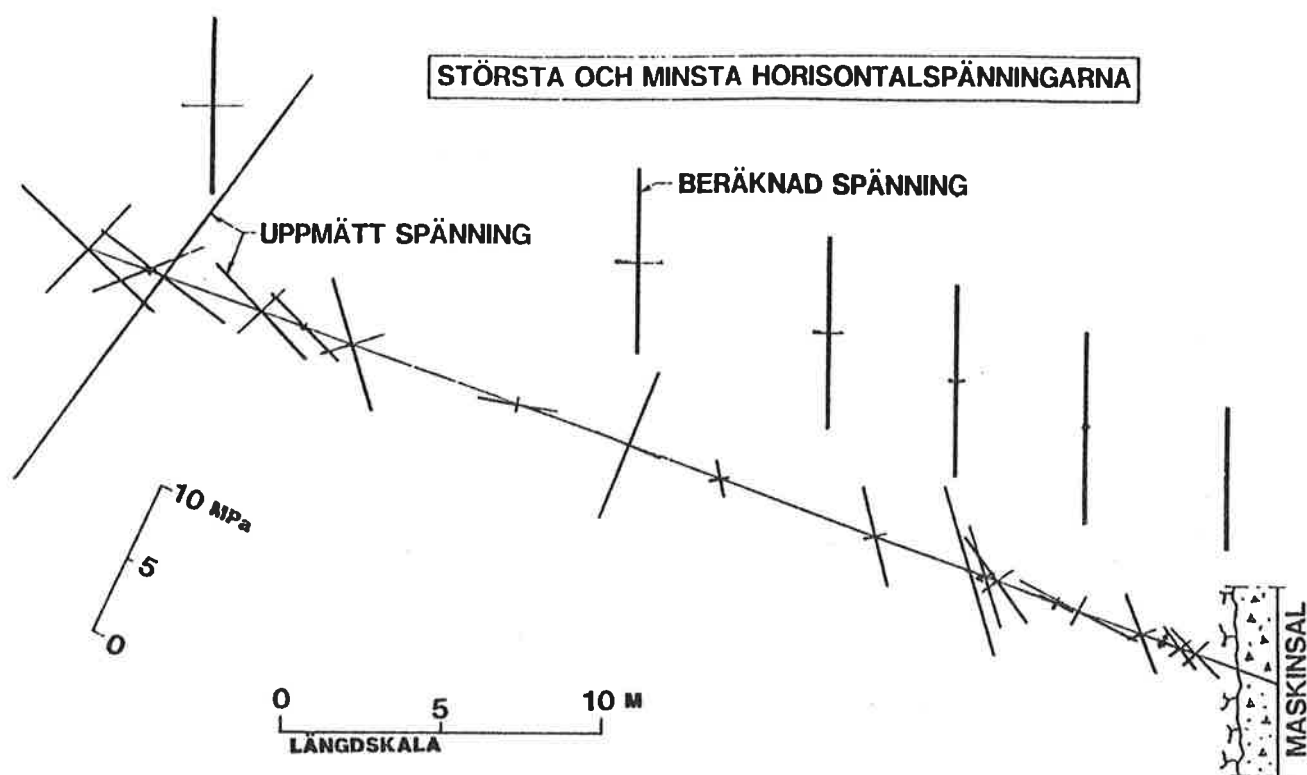


Fig 11. Horisontella bergspänningar
Horizontal rock stresses

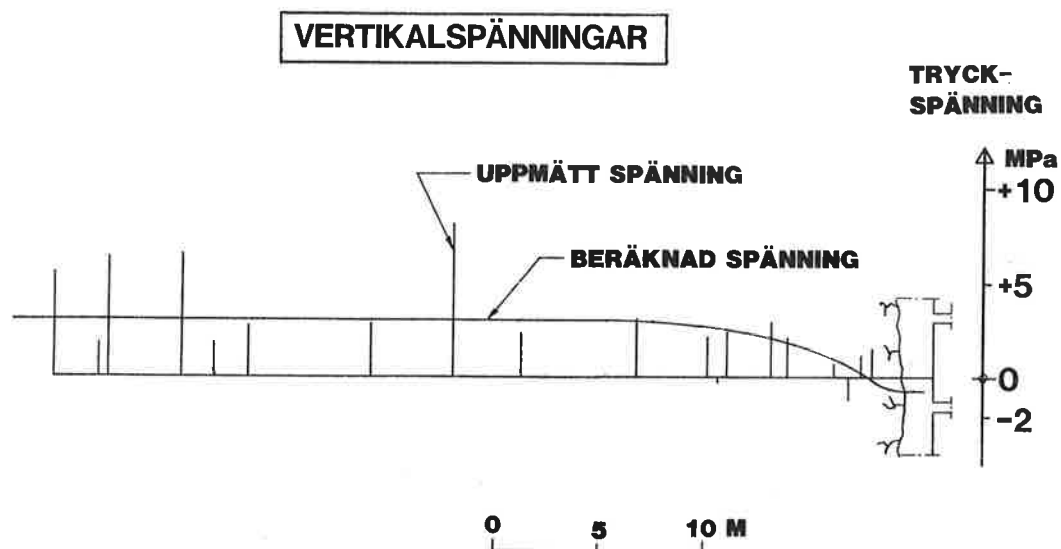


Fig 12. Vertikala bergspänningar
Vertical rock stresses

Bergartens uppmätta elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal erhöles till 40-50 GPa resp 0,12-0,15. Tryckhållfastheten som provades på bergkärnor med längden 124 mm uppmättes i medeltal till 184 MPa.

7. JÄMFÖRELSE OCH SLUTSATSER

Resultaten från FEM-beräkningarna och mätningarna för detta projekt visar att enkla linjärelastiska finita elementmodeller ger bra kunskap och stor hjälp i att förstå hur berget i stort kommer att reagera vid utsprängning av ett bergrum. Man måste dock räkna med stora fel i beräkningsresultaten. speciellt i lokala partier där glidningar kan ha skett, men också med tanke på osäkerheten i alla de antagna bergparametrarna. Det är lätt att förklara att avvikelserna beror på brister i modellen men inte lika lätt att säga hur man skall förbättra densamma. Även om man använder sofistikerade beräkningsprogram där olinjäriteter, sprickor, anisotropier, m m kan läggas in och med speciella parametrar för speciella lokaliteter är man ju inte mycket hjälpt ifall dessa specialiteter mestadels måste formuleras på grundval av lösa antaganden för bergkroppens egenskaper. I varje fall gav i Messaure E-modulmätningarna för bergarten inte mycket ledning till valet av E-modul för bergmassan i FEM-modellen.

Det i detta projektet mest svårförklarliga mätresultatet jämfört med beräkningsresultaten är nog den stora skillnaden i deformationerna på upp- resp nedströmssidorna i maskinsalen. Detta kan bero på dels de olikheter som onekligen finns i geometri med en vertikal ($\varnothing 10$ m) tub som kan vara lastavväxlande för uppströmssidan. dels på ett dåligt och delvis vittrat bergparti på nedströmssidan. dels på en bred sprickzon som finns 20-30 m ytterligare nedströms om maskinsalen eller på någon annan variation i materialparametrarna för det komplexa material som en bergmassa utgör, vad vet vi?

Hur som helst så har FEM-beräkningarna givit en värdefull bakgrund för den uppföljning av de verkliga bergrörelserna som gjorts i Messaure. Dessa har i sin tur utnyttjats för att besluta om kompletterande förstärkningsarbeten. Därför rekommenderar vi att använd gärna Finita elementmetoden som ett instrument för att bedöma hållfastheten för ett bergrum, men låt metoden inte bli allena saliggörande - utan kloka dubbar med all sin erfarenhet och kunskap måste till för att få säkra bergrum.

8. SUMMARY

At the excavations for a extensioned Rock Cavern at the Messaure water power station in the Lule river, measurments of the deformations and rock-stresses were performed and compared with FEM-calculations.

The measured deformations of up to 30 mm clearly exceed the deformations according to the FEM-analysis, why a certain warning is given to a too narrowminded confidence in FEM-analysis. However FEM-analysis is recomended as one among many methods for a better understanding and judgement of the stability of a Rock Cavern.

9. REFERENSER

- /1/ Hoek & Brown: Underground Excavations in Rock. Inst of Mining and Metallurgy. London 1980.
- /2/ Hiltscher, Martna & Strindell:
The measurement of triaxial Rock stresses in deep boreholes.
Montreux 1979. Proceedings of the 4. International Congress on Rock Mechanics, vol 2, pp 227-234.
- /3/ Strindell: Bergtryckmätning i Messaure kraftstation.
Statens Vattenfallsverk, Rapport L-641.

KAN MAN FÖRUTSÄGA VATTENINLÄCKNING I EN BERGANLÄGGNING MED HJÄLP AV ELEKTRISKA MÄTMETODER? EXEMPEL FRÅN BOLMENTUNNELN

IS IT POSSIBLE TO PREDICT WATER LEAKAGE IN AN UNDERGROUND CONSTRUCTION BY THE HELP OF ELECTRICAL METHODS? EXAMPLES FROM THE BOLMEN TUNNEL

Statsgeofysiker *Leif Eriksson*, SGU, Fil dr *Roy Stanfors*, Lunds Universitet och lektor *Kurt Klitten*, Danmarks tekn Højskole

Introduktion

Bolmentunneln ingår i ett vattenförsörjningssystem för ett antal skånska kommuner där råvatten ska transporteras i en oinklädd bergtunnel från sjön Bolmen till trakten av Perstorp. Fig. 1. Tunnelns totala längd kommer att bli 80 km, tvärsektionen är ca 8 m² och djupet under markytan 50-100 m. Idag är ca 60 km av tunnelsträckan utsprängd.

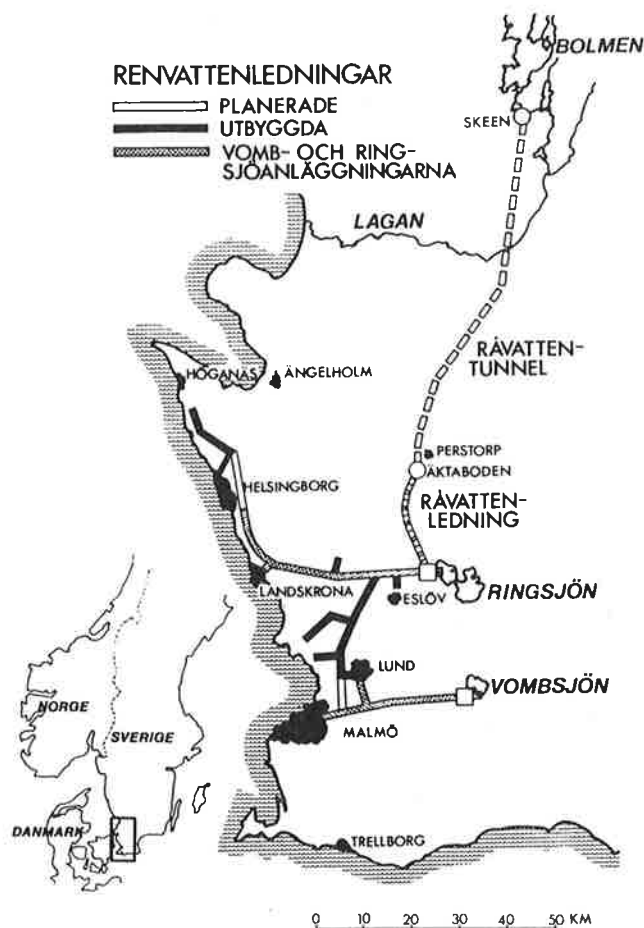


Fig. 1. Översiktskarta
General map

I samband med projekteringsarbetet för Bolmentunneln utfördes omfattande geologiska och geofysiska undersökningar främst i syfte att lokalisera svaghetszoner i berget av betydelse för tunnelns sträckning. Förutom magnetiska flyg- och markmätningar utfördes seismiska mätningar längs hela tunnelsträckan. På basis av förundersökningsresultaten klassificerades berget främst med hänsyn till bergmekaniska egenskaper och förstärkningsinsatser. Någon allmän bedömning av riskerna för vattenläckage i tunneln ansågs däremot inte vara möjlig att göra på grundval av dessa undersökningar. (V. o. V. nr 8-9, 1975).

1975 påbörjades utsprängningen av Bolmentunneln och efterhand som arbetet fortskred passerades flera avsnitt med mer eller mindre omfattande vattenläckage som erfordrade injektering. Inför möjligheten att undvika mera omfattande vatteninläckning, genom att lokalt ändra tunnelns sträckning, beslöts att pröva elektriska mätmetoder. Verksamheten inleddes med resistivitetsmätningar och utökades så småningom med VLF och slingram. Mätningarna utfördes längs 5 olika delsträckor, inom tunnelavsnittet Markaryd-Perstorp, till en sammanlagd längd av ca 12 km. Resultaten redovisades i en rapport "Prognostisering av vatteninläckage i berg", Geol. inst. Lunds univ. (1982). Projektet finansierades av Sydkraft AB:s stiftelse för forskning. I denna artikel ges en kort sammanfattning av undersökningsresultaten.

Geologi

Mellan Bolmen och Perstorp är landskapet övervägande flackt. Morän, moss- och myrmark täcker berggrunden som endast i ett fåtal punkter går i dagen. Berggrunden längs Bolmentunnelns sträckning ingår som en del i den sydväst-svenska gnejsformationen. Bergarterna i denna består till övervägande del av grå och röda gnejser. Som inlagringar i gnejsmassorna förekommer basiska bergarter, amfiboliter, oftast som smala band och gångar men ibland också som större massiv.

Gnejsernas skiffrighet, och de oftast konformt med gnejserna inlagrade amfiboliterna, har en strykning som i stort sett varierar mellan V och VNV. Detta innebär att tunneln med sin i stort nord-sydliga sträckning i regel skär berggrundens strukturer under gynnsam vinkel. Stupningen är flack - medelbrant. I områdets södra del genomskärs berggrunden av ett 40-tal oftast brantstående diabasgångar, 10-70 m breda. Med ledning av geomorfologiska och tektoniska drag har undersökningsområdet uppdelats i följande delområden.

- I. Den sydsmländska urbergsslätten med ringa relief och svagt utbildade stortektoniska drag.
- II. Övergångsområdet till den skånska horsttektoniken.
- III. Hallandsåsens förkastningssystem med undersökningsområdets mest framträdande relief.
- IV. Det skånska diabas- och förkastningsområdet söder om Hallandsåsen.

Vatten och bergs elektriska ledningsförmåga

Huvudsakliga anledningen till att använda elektriska metoder vid bedömning av risken för vatteninläckning i berganläggningar är vattnets stora inflytande

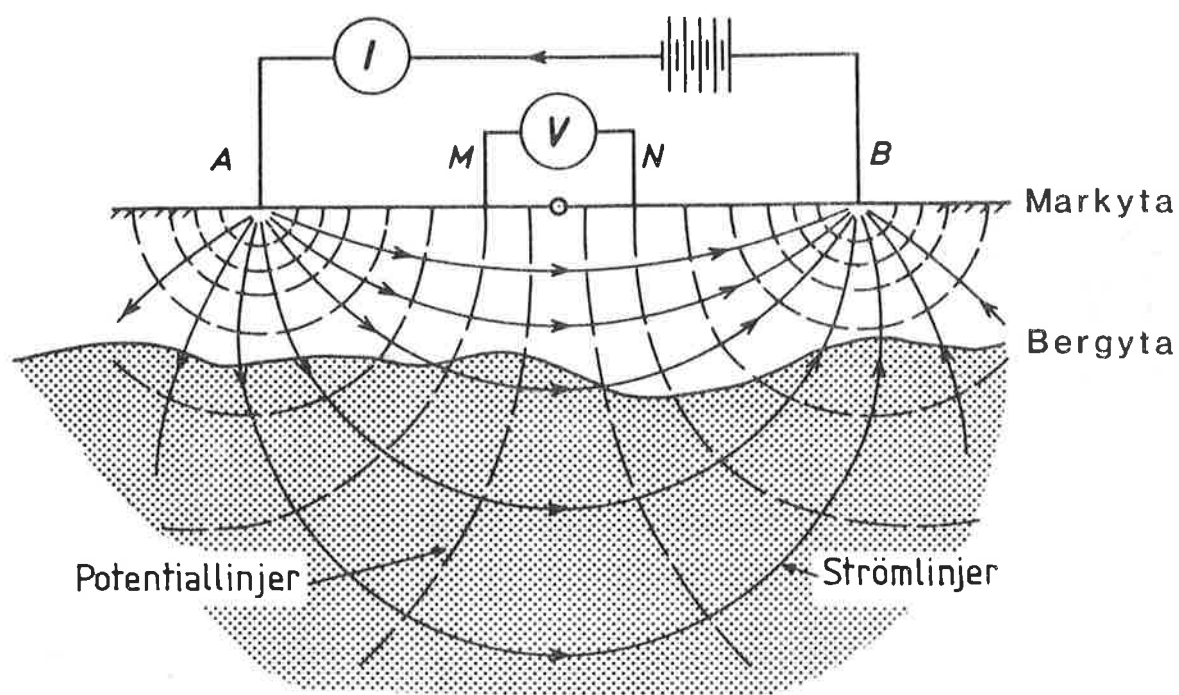


Fig 2. Mätupställning för resistivitetsmätning.
Electrode arrangement at resistivity measurement.

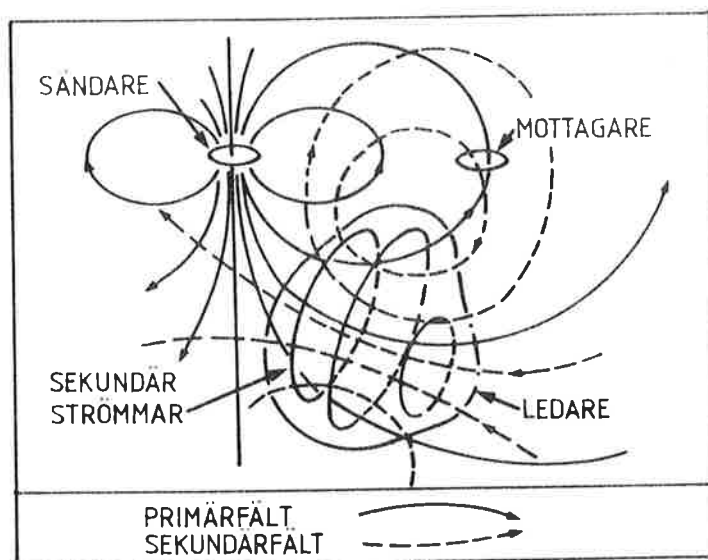


Fig. 3. Principen för elektriska mätningar med radiovågor.
Locating electrical conductors with radiowaves.

på bergets elektriska ledningsförmåga - ju större vattenmängd per volym berg - desto bättre ledningsförmåga.

Vattnet i kristallina bergarter, som bygger upp största delen av Sveriges berggrund, förekommer uteslutande i sprickor och krosszoner. Sprickfrekvensen är därför av avgörande betydelse för vattenmängden men naturligtvis också sprickornas vidd.

Det intressanta i detta sammanhang är att ledningsförmågan i en sprucken berggrund är högre än i en sand-grusavlagring med samma vattenmängd per volymenhet (porositet) och med samma vattenkemi (mängd lösta salter). Orsaken här till är antagligen ett samspel mellan vattnets elektrolytiska egenskaper och joneffekten från både lermineral i makrosprickorna och mineral på mikrosprickornas yta.

Det är således inte endast vattenmängden och mängden upplösta salter i vattnet, som är bestämmande för berggrundens elektriska ledningsförmåga, utan också sprickornas karaktär samt mängden av lera och vittringsmineral i sprickorna. Ett innehåll av malmineral kommer också självklart att påverka ledningsförmågan, men i de flesta praktiska fall kan man bortse från detta. Vanligtvis har torra kristallina bergarter en mycket låg ledningsförmåga dvs. hög resistivitet - ofta högre än 50.000 ohm m. Under grundvattenytan minskar resistiviteten betydligt trots den relativt ringa vattenmängden i normalt uppsprucket berg. Erfarenheter från Bolmentunneln visar berggrundsresistivitet ned till 1500 ohm m. Vid ökad sprickfrekvens observeras resistivitet ned till 200 ohm m och till och med lägre värden i starkt vittrat berg.

Elektriska mätningar

Bestämningar av resistivitetsavvikelser i jordtäckets och de övre delarna av berggrunden har traditionellt utförts för att lösa olika typer av geologiska problem alltsedan 20-talet.

Resistivitetsmätningar

Den vanligaste metoden, speciellt för lösande av hydrogeologiska problem har varit galvanisk resistivitetsmätning eller motståndsmätning där vi studerar en likström som sänds genom berg och jord.

Motståndsmätningen utförs genom att mäta dels spänningen V (potentialen) mellan två inre elektroder MN, dels strömstyrkan I för en elektrisk ström sänd genom marken mellan två yttre elektroder AB. Elektroderna placeras längs en linje på markytan, nedstuckna ca 20-30 cm, symmetriskt kring mätpunkten. Fig. 2.

Fig. 2 Mätupställning för resistivitetsmätning

Penetrationsdjupet för strömfältet genom jorden ökar med ökat avstånd mellan strömelektroderna. Som tumregel brukar man säga att mätningarna omfattar ett djup som svarar mot avståndet AM mellan strömelektroden och potentialelektroden. Fig. 2.

Använder man ett relativt litet elektrodavstånd, t.ex. $AM=MN=NB=10$ m (en ytnära profilering), är det huvudsakligen jordtäckets som bidrar till den skenbara resistiviteten. (Höga resistivitetsvärden längs profillinjen indikerar ett ringa jordtäck över en tät torr berggrund.)

Vid undersökningar av resistivitetsförhållandena i berggrunden måste penetrationsdjupet ökas väsentligt för att man ska vara säker på att merparten av mätvolymen består av berg.

Med hänsyn till Bolmentunnelns djup under markytan (50-100 m) har de utförda mätningarna av berggrundens resistivitet utförts med $AB=190$ m vilket ger ett penetrationsdjup AM på ca 90 m.

Låga resistivitetsvärden vid stort elektrodavstånd indikerar vattenförande berggrund. Vid tolkningen har gjorts en indelning i fyra resistivitetsklasser, se fig. 8.

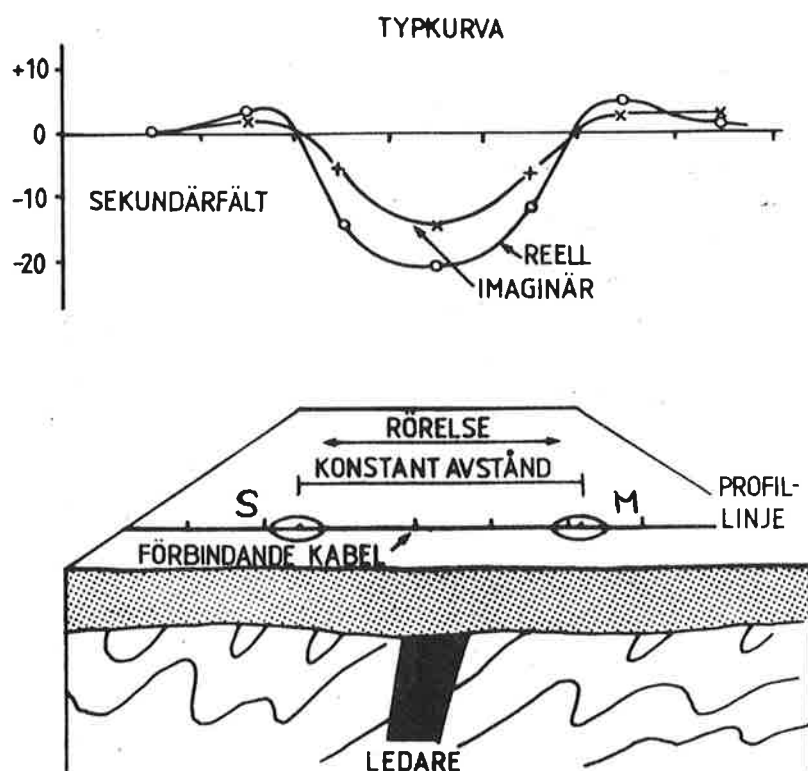


Fig. 4. Slingrammetoden. Sändare och mottagare på 60 m avstånd.
Slingram methode. Distance between transmitter and receiver is 60 m.

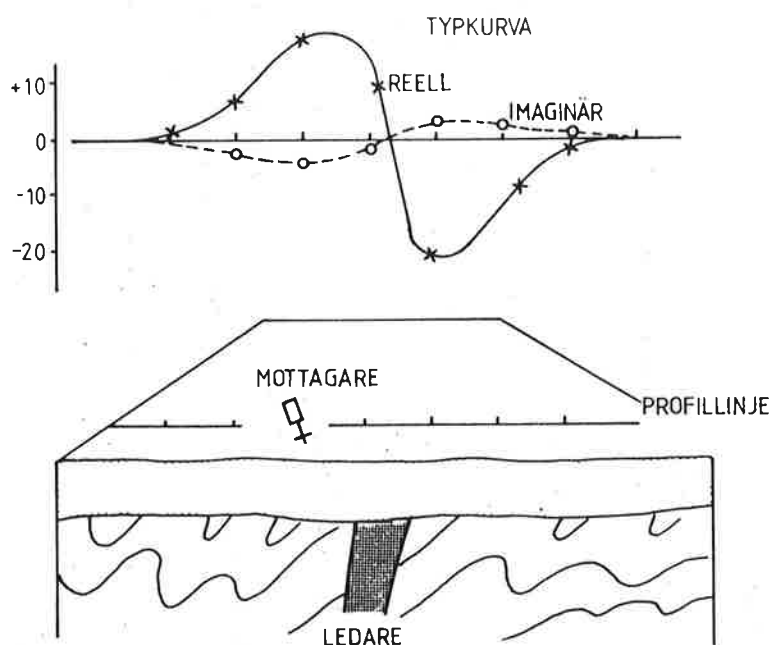


Fig. 5. VLF-metoden. Fast sändare på mycket stort avstånd.
VLF-methode. A stationary transmitter is situated at a great distance.

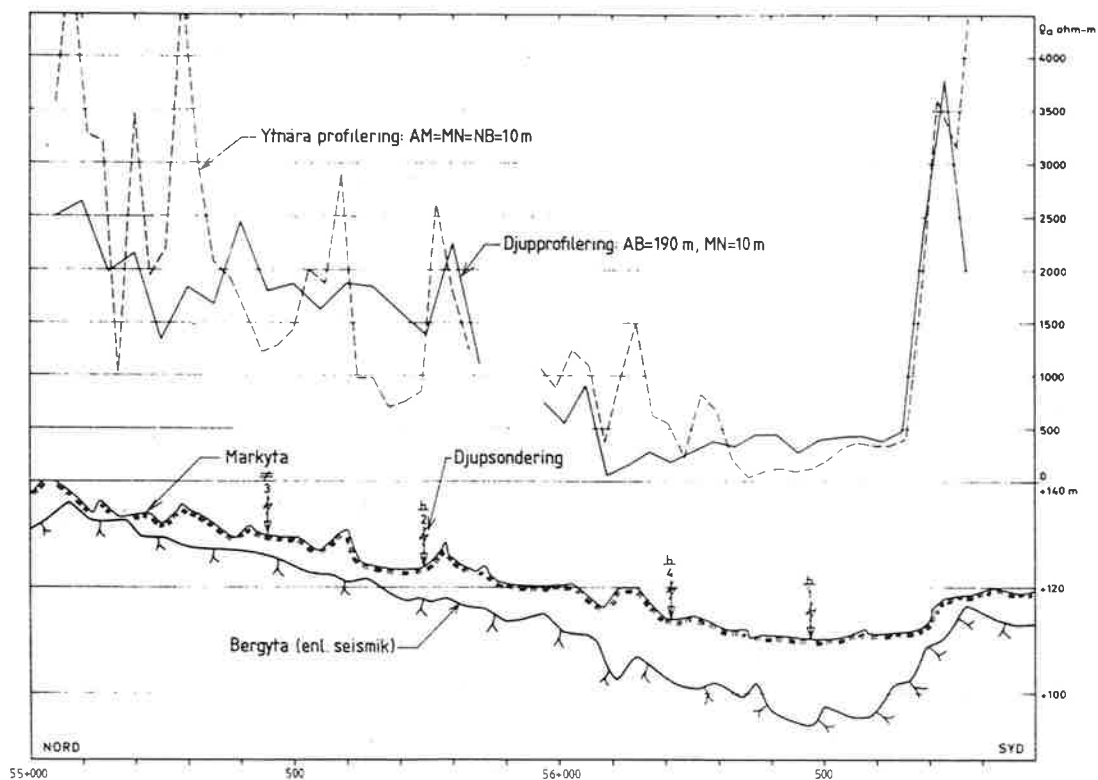


Fig. 6. Exempel på resistivitetsmätningar från Bolmentunneln.
Resistivity results from a section of the Bolmen tunnel.

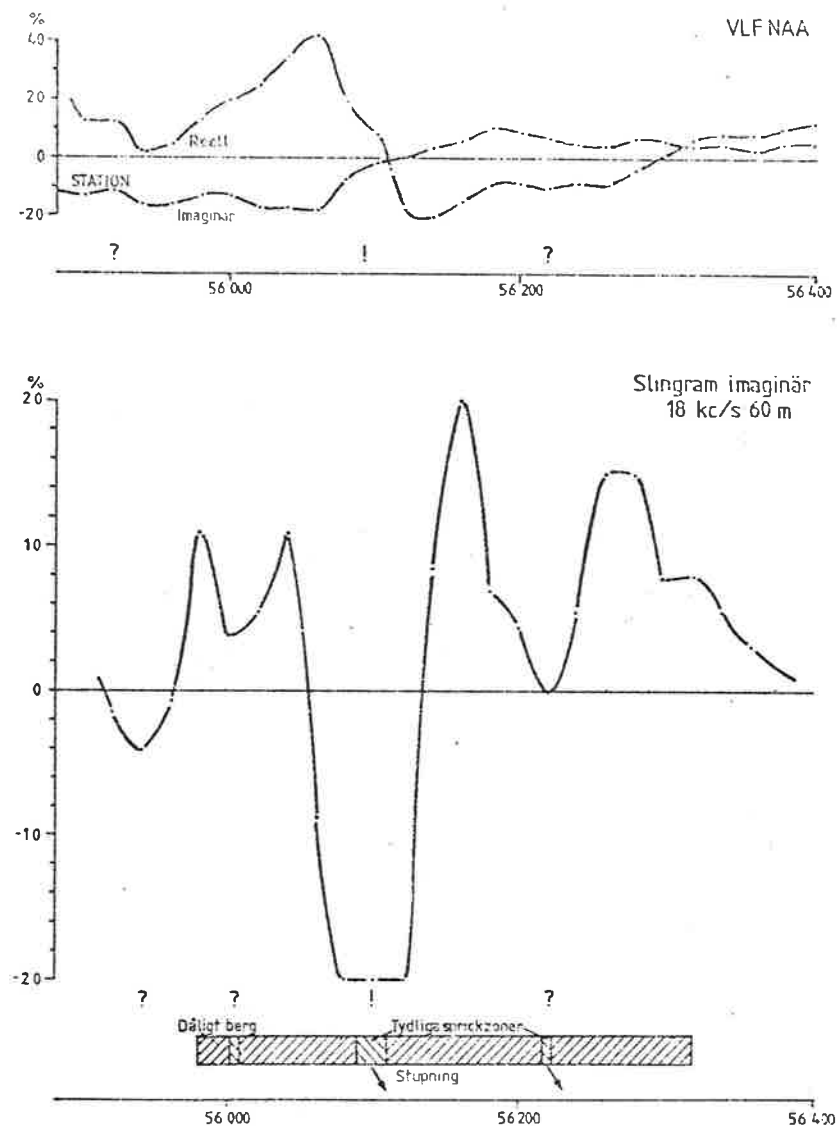


Fig. 7. Mätresultat från ett intressant avsnitt av Bolmentunneln.
VLF- and Slingram results from a fractured section of the Bolmen tunnel.

Elektromagnetiska mätningar

På senare tid har mätningar med användande av radiovågor fått en allt större betydelse. Med de elektromagnetiska metoderna VLF och slingram uppmäts i en radiomottagare hur jordtäcknet och de övre delarna av berggrunden inverkar på en utsänd radiosignal. Mätningarna som utförs i frekvensområdet 10 till 30 khz har visat sig mycket känsliga just för vattenförande zoner, även då dessa har förhållandevis små resistivitetskontraster mot omgivande berg. Inträngningsdjupet beror på val av radiovågens frekvens, och på det geometriska förhållandet mellan sändare och mottagare. Den skenbara resistiviteten kan i vissa fall beräknas, men det normala är att endast ange variationen i sekundärfältets amplitud och fasförskjutning (angivet som reell och imaginär komponent, se fig. 4 och 5), för att därav beräkna läget av närvarande elektriska ledare. Vid tolkningen har indikationerna klassats efter styrka och tydlighet

Fig. 3, 4 och 5.

Vid VLF-metoden är avståndet till radiosändaren (som är stationär) mycket stort. Vid slingrammetoden följer sändare och mottagare varandra på ett avstånd som är konstant t.ex. 60 meter.

Fördelarna med de elektromagnetiska mätningarna är uppenbara. Mätningarna kan utföras kontinuerligt utan direktkontakt med marken, vilket gör dem snabba och effektiva. Stora ytor kan kartläggas systematiskt även från luften, vilket ger förutsättning att göra en helhetsbedömning som ofta är omöjlig vid begränsade profilmätningar.

Resultat och utvärdering

Undersökningens huvudsakliga syfte har varit att försöka korrelera indikationerna från el-mätningarna med de i tunneln påträffade svaghetszonerna och i synnerhet då de vattenförande zonerna. I utvärderingen har som jämförelse även de resultat från den ursprungliga förundersökningen, som utfördes 1967-70 medtagits.

I fig. 8 visas som ex den typ av utvärdering som gjorts för samtliga fem delsträckor. Utvärdering av de kompletterande el-mätningarna har gjorts med föreliggande geokarteringsresultat som facit. Geokartering har kontinuerligt företagits i Bolmentunneln av AB Sydvattnens kontrollanter sedan utsprängningen påbörjades 1975.

Fig. 8. Ex. på utvärdering av resultat

På ritningarna markeras tydlig korrelation mellan svaghetszon (förinjekterad sträcka) och geofysisk indikation med (+) och ingen eller otydlig korrelation med (-). Hänsyn har härvid tagits till rimlig avvikelse i läge mellan indikation och svaghetszon på tunnelnivå. Vid utvärderingen har beträffande VLF endast markmätningssindikationerna beaktats. Indikation som ej kan korreleras med någon form av svaghetszon eller vatteninläckning i tunneln markeras med (?).

Förinjektering, som gjorts i samband med vatteninläckning i tunneln, anges på ritningarna som förinjekterad sträcka. Större vatteninläckning markeras med (w). Förinjektering i tunneln har som regel företagits när vattenmängder större än dropp observerats i sonderings- eller salvhål. Detta innebär att även mycket små läckage, ned till ca 0,2 liter/sek i tunnelfronten, åtgärdats. I vissa fall har vatteninläckningen varit av större omfattning, uppskattningsvis 5-10 liter/sek eller mer, och har då ofta krävt extra insatser som t.ex. upprepade förinjekteringar med stor cementåtgång, alternativt keminjektering och efterinjektering. Ett bra mått på förstärkningsinsatsernas omfattning ger den redovisade tunnelkostnaden per meter (prisnivå juli 1982).

BOLMENTUNNELN

GEOFYSISKA MÄTNINGAR

SEKTION 54.000 - 57.300 M

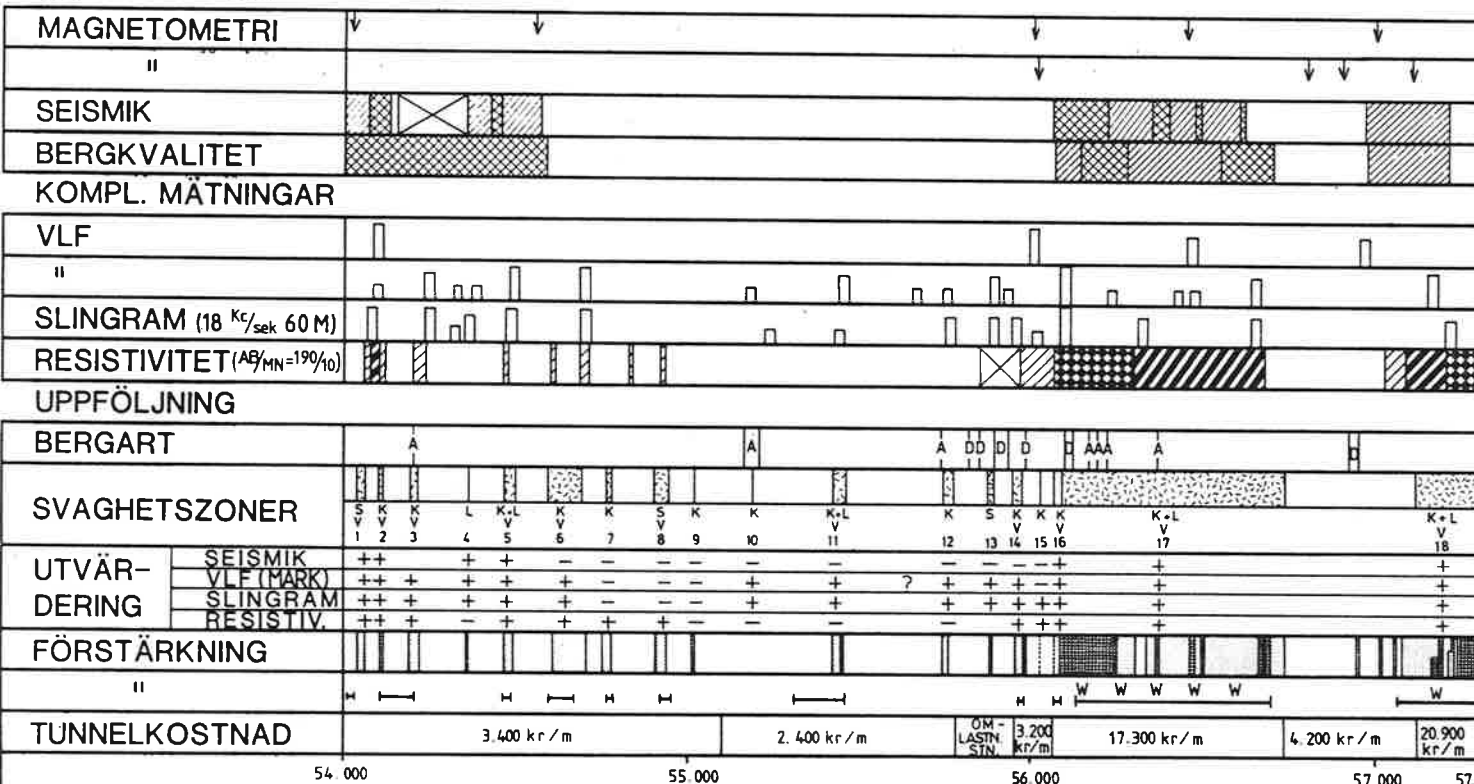
Fig. 8. Plan showing results of geophysical site investigations compared to geology, fracture zones, supporting works and costs.

PROJEKT 47

Prognostisering av vatteninläckage i berg.

SYDKRAFT AB:s stiftelse för forskning.
Eriksson-Klitten-Stanfors 1982.

FÖRUNDERSÖKNINGAR 1967-1970



FLYG

MARK

"

PROGNOS 1972

FLYG

MARK

"

"

TUNNELKARTERING

"

+ ZON INDIKERAD
- ZON EJ INDIKERAD
? INDIKATION - INGEN ZON

SPRUTBETONG

FÖRINJEKTERING

SEISMIK (M/S)

< 4000
4000-4500
> 4500

EJ UNDERSÖKT

EM-METODER VLF OCH SLINGRAM

INDIKATIONER
KLASSADE EFTER
STYRKA OCH TYDLIGHET

□ □ □ □

RESISTIVITET (Ω M)

< 200
200-400
400-800
> 800

BERGART

GNEJS
A AMFIBOLIT
D DIABAS

SVAGHETZONER

> 10M
< 10M
L LERZON
S SPRICKZON
K KROSSZON
V VATTENFÖRANDE

BERGKVAL. (PROGNOS)

BRA BERG
MINDRE BRA BERG
DÅLIGT BERG
MAGN. DIABAS-IND.

FÖRSTÄRKN: SPRUTBTG. (ARM. B)

W FÖRINJEKT. STRÄCKA (W = STORT VATTENLÄCKAGE)

RITNING NR 47-05

De viktigaste resultaten från samtliga fem delsträckor kan sammanfattas i följande punkter:

- * På den 12.450 m långa undersökningssträckan har tunneln passerat 71 förstärkningskrävande zoner.
- * Vatteninläckning har noterats i samband med 59 (83 %) av samtliga 71 zoner. En zon har betraktats som vattenförande om den krävt förinjektering.
- * Av de 59 vattenförande zonerna har 7 en bredd mindre än 10 m, 24 en bredd mellan 10-50 m och de återstående 28 en bredd av 50 m eller mer.
- * I samband med 12 av de vattenförande zonerna har stora vattenläckage noterats som krävt mera omfattande injekteringsåtgärder.
- * Av samtliga vattenförande zoner har 59 % indikerats med VLF, 63 % med slingram och 57 % med resistivitetsmätningar. Av de 12 zonerna med stora vattenläckage indikeras samtliga med VLF och slingram samt 10 med resistivitetsmätningar.
- * Räknar man enbart de större zonerna (50 m) har 73 % indikerats med VLF, 85 % med slingram och 63 % med resistivitetsmetoden.
- * Som jämförelse kan nämnas att 52 % av de vattenförande zonerna tidigare indikerats med seismik (61 % av de större zonerna). Häri ingår samtliga zoner med stort vattenläckage.
- * Av de vattenförande zoner som inte indikerats med de elektriska metoderna är flertalet antingen smala eller av typen "bra berg med enstaka öppna, vattenförande sprickor".
- * Av de 12 i tunneln dokumenterade icke vattenförande zonerna har 55 % lokaliserats med VLF och slingram, 50 % med resistivitetsmetoden och seismik. Tre av dessa zoner har ett relativt stort lerinnehåll.
- * Av de vattenförande zonerna har 19 ett relativt stort lerinnehåll. Av dessa leriga zoner har 95 % indikerats med VLF och slingram samt 74 % med resistivitetsmetoden och seismik.
- * Resultaten visar att möjligheten till indikation med de elektriska metoderna i första hand påverkas av i zonerna förekommande vatten men också till stor del av lerinnehållet. Detta begränsar möjligheten att bedöma mängden inläckande vatten i en zon avsevärt, speciellt i en geologisk miljö som den här aktuella, med stor frekvens leromvandlade zoner.

Praktiska och ekonomiska aspekter

De olika geofysiska metodernas användbarhet påverkas i hög grad av såväl praktiska som ekonomiska faktorer. De elektriska mätningarna har t.ex. den stora fördelen att de i princip kan utföras med stöd av allemansrätten. Detta innebär stora fördelar framför allt vid översiktliga undersökningar inom vidsträckta områden. För seismiken, som ju i allmänhet kräver viss sprängningsverksamhet, krävs alltid markägartillstånd. En nackdel, som vidlåder speciellt EM-metoderna, är den störande effekt som kraftledningar, järnvägar och tätbebyggelse kan utöva. Dessa faktorer bör beaktas redan i planeringsskedet.

Av största intresse är givetvis också de ekonomiska aspekterna. För att få en direkt anknytning till det aktuella projektet, Bolmentunneln, redovisas här en relativ kostnadsjämförelse för profilmätning med de tre elektriska metoderna samt seismik och magnetometri - enligt SGU 1982.

Metod	Relativ kostnad (kkv/längdkm)
-------	-------------------------------

VLF	1,0
SLINGRAM	1,5
RESISTIVITET	4,0
SEISMIK	15,0
MAGNETOMETRI	1,0

Med ovanstående uppgifter som underlag kan vissa riktlinjer anges vad gäller uppläggnings- och syftet att prognostisera vattenläckande och förstärkningskrävande zoner i en berganläggning.

Förslag till uppläggning av förundersökningar

I rekognoseringsskedet har EM-metoderna (speciellt VLF) stora fördelar med sin framkomlighet och relativt låga kostnad. Eventuellt flygmättningsunderlag (SGU) bör givetvis också utnyttjas och kompletteras med markmätningar. Dessa mätningar har stor utsikt att, tolkade tillsammans med resultat från översiktliga geologiska undersökningar, inklusive kart- och flygbildsstudier, bilda grunden för en förväntningsmodell där flertalet av de mest vattenförande och kostnadskrävande svaghetszonerna bör framkomma. I detta sammanhang bör, under vissa förhållanden, även de magnetiska metodernas betydelse framhållas.

När det gäller mera detaljerade undersökningar av zonernas omfattning och intensitet krävs insatser av främst resistivitetsmätningar och seismik.

Dessa båda metoder kompletterar varandra på ett utmärkt sätt.

Slutsatser och kommentarer

De redovisade resultaten visar att man med elektriska metoder framgångsrikt kan lokalisera vattenförande zoner i berggrunden. Speciellt gäller detta breda, och kraftigt vattenförande zoner av regional art.

Metodernas tillförlitlighet varierar dock avsevärt från område till område beroende på olika geologiska förutsättningar. Bland de mera betydelsefulla av dessa kan nämnas:

- * Brantstående zoner lokaliseras med betydligt större framgång än mera flackt stupande zoner.
- * Möjligheten till indikation påverkas i första hand av den i zonen förekommande mängden vatten. Lerinnehållet tycks emellertid också ha stor betydelse. Detta gör att möjligheten att bedöma mängden inläckande vatten i en zon avsevärt försvåras i en geologisk miljö med stor frekvens leromvandlade zoner.
- * Möjlighet att indikera zoner av typen "enstaka vattenförande sprickor i bra berg" föreligger i allmänhet inte.
- * Distinkta, väl avgränsade zoner som omges av sprickfattigt bra berg lokaliseras lättare än zoner i en mera diffus omgivning av blockigt/skivigt berg.
- * Jordtäckets djup, sammansättning och vattenföring har sannolikt stor betydelse men har i allmänhet inte kunnat beaktas i denna undersökning.

För att med tillfredsställande säkerhet kunna bedöma vatteninläckningens omfattning i en berganläggning krävs alltid att den totala hydrogeologiska bilden i det aktuella området beaktas. Viktiga faktorer i detta sammanhang är bl.a. topografi, grundvattenbildning, lösa avlagringars vattenföring, eventuellt tätande lager närmast bergytan samt givetvis bergmassans permeabilitet och spänningstillstånd. En god prognos förutsätter därför en ingående integrerad analys av resultat från geologiska, hydrogeologiska och geofysiska undersökningsmetoder, där VLF, slingram och resistivitetsmätningar kan ge värdefulla bidrag.

Referens

Stanfors, R., Eriksson, L., & Klitten, K., 1982: *Prognostisering av vatteninläckage i berg. Geofysiska mätningar för Bolmentunneln*. 78 s.
Geol. inst. Lunds Univ.

SUMMARY

Geophysical site investigations, especially electromagnetic EM and resistivity methods, but also seismic and magnetic, have been evaluated in connection with the Bolmen watertunnel.

Interpretations and prognoses have been compared with geological observations, fracture locations, water leakages, necessary supporting work, costs etc.

Out of 59 waterbearing fracture zones roughly 60 % have been indicated by EM (VLF and Slingram) and resistivity methods. Out of 28 major zones, 73 % have been indicated by VLF, 85 % by Slingram and 63 % by resistivity.

By means of these results, the most suitable approach of geophysical site investigations is discussed.

TUNNELDRIVNING GENOM SINGÖLINJEN

Tunnelling through the Singöline

Anders Carlsson, Vattenfall, Stockholm och Tommy Olsson,
Sveriges geologiska undersökning, Uppsala

Val av förstärkningstyp, förstärkningsmetod och utsprängningens synkronisering med förstärkningsarbetet kan i många fall vara av större betydelse för tunneldrivningens effektivitet och säkerhet än det faktum, att berget är dåligt, dvs rätt utrustning i rätt tid och på rätt plats. Samtidigt är valet av förstärkningstyp, förstärkningsmetod och förberedande åtgärder beroende av ett flertal faktorer av vilka den mest signifikanta torde vara tidigare erfarenhet av tunneldrivning inom samma område eller i ett område med i stora drag likartade förhållanden.

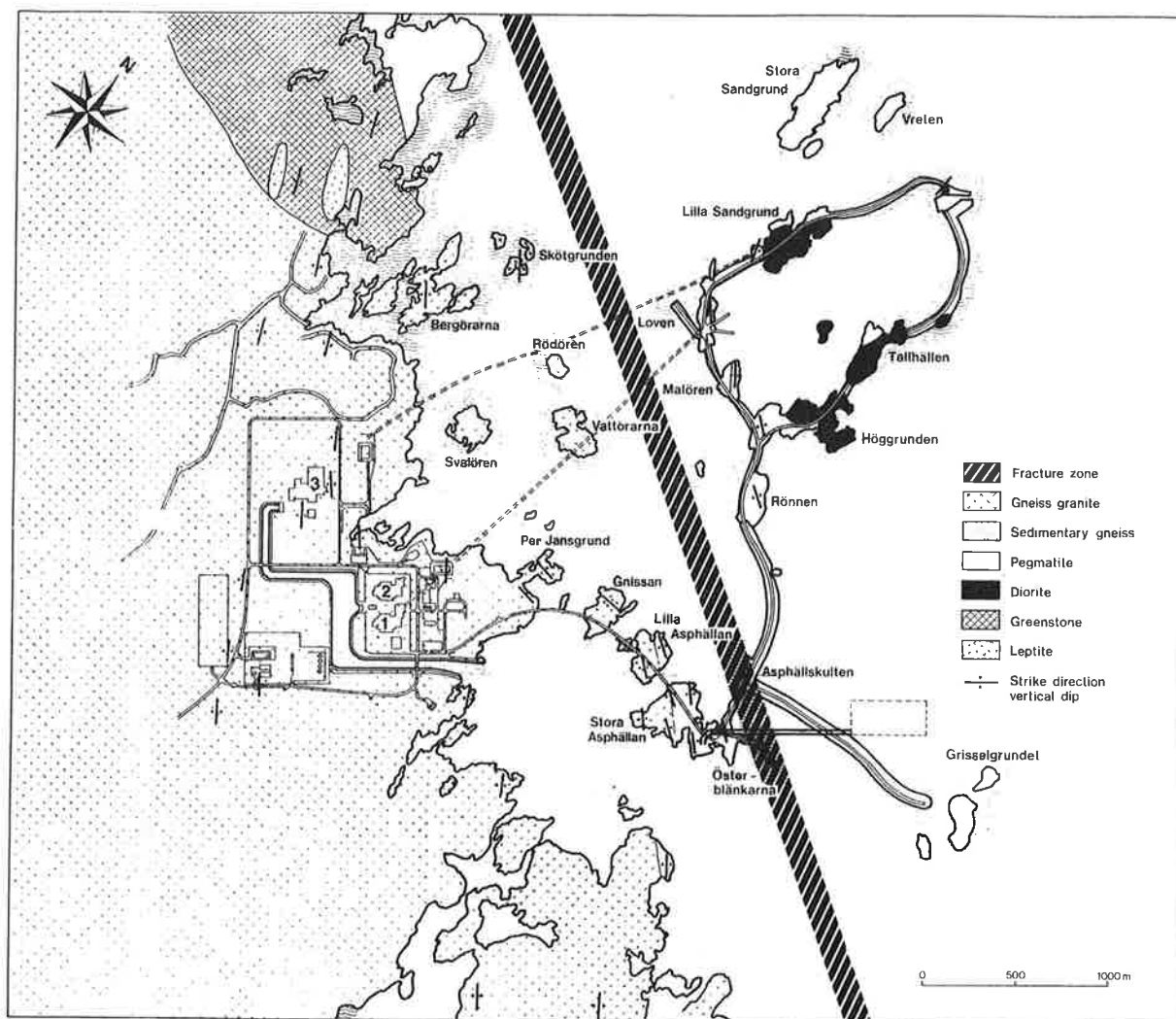
Ett i bergbyggnadssammanhang känt faktum är, att allvarliga störningar kan uppstå i samband med större zoner av dåligt berg och ett lika känt faktum är, att sådana störningar kan uppkomma, då tunneln passerar mycket små, lokala svagheter i bergmassan beroende på en kombination av ogynnsamma faktorer. Den geologiska omgivningen och därmed de geologiska förutsättningarna är aldrig desamma inom ett planerat anläggningsområde eller i någon del av en undermarksanläggning. Detta innebär, att de geologiska egenskaperna varierar från ett tunnelavsnitt till ett annat. Variationen i egenskaper kan gälla grundvatteninläckning, lokala spänningsvariationer, förändringar i sprickfrekvens, graden av leromvandling etc.

Detta förhållande att även begränsade avsnitt med dåligt berg kan medföra driftstörningar kunde konstateras i samband med drivningen av avloppstunneln för Forsmark 3. Erfarenheten från tunneldrivningen belyser också något den inbyggda osäkerhet som finns vid all prognosering av bergförhållanden.

FORSMARK KRAFTSTATION

Forsmark kraftstation, belägen på ostkusten i Uppsala län, är en kärnkraftanläggning med tre block varav de två första är i drift och det tredje är klart för kommersiell produktion 1985. De tre blocken i Forsmark är kokvattenreaktorer av lättvattentyp och de två första blocken, block 1 och 2, är identiska och har vardera en eleffekt av 900 MW. Det tredje blocket är något större och har en eleffekt av 1050 MW.

Varje block kräver cirka 40-50 m³ kylvatten per sekund och kylvatten tas därför från havet utanför kraftstationen. Kylvattnet tas in till två intagsbyggnader via en för de tre blocken gemensam schaktad kanal för vidare pumpning till respektive blocks



Figur 1. Geologisk översiktskarta över Forsmarksområdet med avloppstunnlarna för Forsmark 1, 2 och 3 inlagda samt läget för anläggningen för slutförvar av reaktoravfall (SFR). Sprickzonen som skär tunnlarne är den regionala tektoniska störningszon som kallas Singölinjen.

Sketch map of the geology in the construction area at Forsmark including the location of discharge tunnels and the location of the central repository for the Swedish reactor waste (SFR). The regional fracture zone which intersects the tunnels is called the Singöline.

kondensorer. Det uppvärmda kylvattnet leds sedan via svallbassänger ut genom två avloppstunnlar. Den för block 1 och 2 gemensamma avloppstunneln (F1-tunneln) mynnar vid ön Loven i den sk Biotest-sjön och avloppstunneln för block 3 (F3-tunneln) mynnar vid ön Lilla Sandgrund (figur 1). Från denna ö leds vattnet i en öppen kanal för att sedan släppas ut i havet. Tunnelarean för F1-tunneln är 80 m² och för F3-tunneln är arean 55 m².

GEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Ur morfologisk synpunkt är Forsmarksområdet anmärkningsvärt flackt med mycket små topografiska variationer. Marknivån i området ligger enbart några meter över havets nivå och först cirka 15 km i västlig riktning från kraftstationen återfinns sammanhängande höjdnivåer av 20-30 m över havsnivån.

Berggrunden inom Forsmarksområdet utgörs i huvudsak av två bergarter - gnejsgranit och sedimentgnejs. Inom fastlandsområdet dominerar gnejsgranit medan sedimentgnejs anstår cirka 1500 m i nordlig riktning från fastlandet. Gnejsgraniten har en väl utbildad gnejsighet och anisotropi med en nordvästlig foliationsriktning brant stupande mot nordost. Den andra huvudbergarten, sedimentgnejsen har en finkornig textur och en tydlig parallellstruktur med en nordvästlig strykningsriktning och en brant stupning mot nordost. I sedimentgnejsen löper gångar av amfibolitisk sammansättning parallellt med bergartens foliationsplan och i gnejsgraniten uppträder gångar och mindre massiv av amfibolitiska grönstenar. Dessutom förekommer i båda bergarterna oregelbundna gångar och massiv av pegmatiter.

Anläggningsområdet är beläget mellan två sprickzoner av första ordningen, som stryker i NW-SE och stupar brant. I den mellanliggande bergmassan har en sekundär tektonisering skett, vilken har resulterat i ett antal sprickzoner med en i huvudsak nord-sydlig riktning. Strykningsriktningen av de brant stupande sekundära sprickzonerna indikerar deras möjliga utveckling som skjuvzoner i samband med kompression av bergmassan. Den ursprungliga utvecklingen kan däremot ha andra orsaker. De två sprickzonerna av första ordningen karakteriseras av en komplicerad post-orögen tektonisering, som har skett i ett flertal tidsmässigt skilda faser.

Den nordligast belägna tektoniska störningszonen (jämför figur 1) benämns Singölinjen och passerar av de båda avloppstunnlarna samt av de båda tillfartstunnlarna för anläggningen för slutförvar av reaktoravfall (SFR). Bergarten inom Singölinjen utgörs i huvudsak av en breccierad gnejsgranit med genomådringar av kvarts, kalцит och lager av hård konsoliderad mylonit. Bergarterna är inom vissa avsnitt mylonitiserade och en relativt hög frekvens av klorit- och lerskölar förekommer inom begränsade partier av Singölinjen. Av Singölinjens 200 m i F1-tunneln uppvisade enbart 50 m distinkta öppna och lerfyllda sprickor, medan bergmassan i zonen i övrigt kan karakteriseras som väl läkt och ur bergbyggnadsteknisk synpunkt bra berg. I F3-tunneln var emellertid bergmassan inom vissa mindre avsnitt av Singölinjen till stora delar leromvandlat och dessutom fanns lerfyllda sprickor av samma typ som i F1-tunneln. För närvarande pågår drivningen av tillfartstunnlarna för SFR och man befinner sig nu i Singölinjens perifera del. Man har hittills kunnat observera en ökande frekvens av sprickor och kloritskölar.

BYGGNADSGEOLOGISK UPPFÖLJNING OCH BERGFÖRSTÄRKNING

Bergarbetena i avloppstunnlarna har kontinuerligt följts upp med en byggnadsgeologisk kartering för att erhålla kännedom om de geologiska och tektoniska förhållandena i området. Detta arbete har utförts för att få fram underlag för bedömning av erforderliga

permanenta förstärkningar och i dokumentationssyfte. Den geologiska karteringen omfattar såväl strukturgeologiska bedömningar som bergartsbestämningar och bedömning av övriga faktorer av betydelse för bergets stabilitet och tunneldrivning.

Under drivningen av F3-tunneln utnyttjades pilothålsborrning med hammarborrning och diamantborrhål från tunnelgaveln i syfte att lokalisera dåliga bergpartier och bedöma injekteringsbehov. Totalt utfördes 1290 m hammarborrning och cirka 318 m kärnborrhål. Hammarborrhålen utfördes parallella med tunnelbotten, medan diamantborrhålen riktades cirka 5° uppåt. Den senare borrningen utfördes under helgerna och hammarborrningen pågick i huvudsak under skiftgång.

I takt med tunneldrivningen har också bergbesiktningar utförts, som resulterat i protokoll, i vilka anges förstärkningstyp och omfattning inom respektive område. Dessa besiktningar har utförts av konstruktör, geolog och ansvarig arbetsledare för det aktuella tunnelavsnittet. Normalt utgörs förstärkningarna av ingjutna bergbult $\varnothing$ 25 Ks 40s med en vanligen inbörad längd av 4 m, nätarmerad och armerad sprutbetong och undantagsvis platsgjutna betongkonstruktioner. Vad gäller det sistnämnda tillverkades två omgångar stålformar, som användes i nedan beskrivna område av Singölinjen för gjutning av nio betongbågar. Senare användes stålformarna för åtta permanenta bågar med bredden fyra meter och gjutningarna utfördes med hjälp av betongpump. I F1-tunneln förekom inga platsgjutna konstruktioner utan i samband med förstärkning av Singölinjen utnyttjades armerade sprutbetongbågar som tyngsta förstärkningselement.

På grundval av observationerna från pilothålsborrningen utfördes i F3-tunneln förinjektering med totalt 2 500 bormeter och en cementåtgång av 66 825 kg längs en sammanlagd sträcka av 85 m. Injekteringen utfördes i första hand som cementinjektering men cement-bentonitinjektering förekom. Antal borrhål i tunnelgaveln uppgick vanligtvis till 10 st. I F1-tunneln utfördes förinjektering med totalt 4 000 bormeter och en cementåtgång av 122 000 kg.

Säkring av just utskjuten salva i F3-tunneln, där rasrisk med snabba förlopp bedömdes föreligga, utfördes med hjälp av våtsprutningsaggregat med en kapacitet av 8-10 m³/timme. Aggregatet är försett med lång robotarm, vilket är fördelaktigt ur säkerhets- och åtkomlighetssynpunkt. I sämre partier utfördes även förbultning genom att sätta i stort sett horisontella bultar i tunneltakets hjässa.

Skjutningen av berget har längs hela F3-tunneln utförts som skonsam sprängning med hjälp av stavladdningar och gurit längs konturen. Den skonsamma sprängningen har gett en bättre ytstruktur, vilket i sin tur bl a medför bättre stabilitet och gynnsammare förutsättningar för sprutbetongen. Indriften har i medeltal varit 4.9 m per salva från havssidan och 3.8 m per salva från landssidan. Skillnader i indrift sammanhänger med att olika borrhålsaggregat användes vid de två tunnelgavlarna, men även bergstrukturen har haft viss betydelse för indriften per salva.

KYRKBILDNING I SINGÖLINJEN

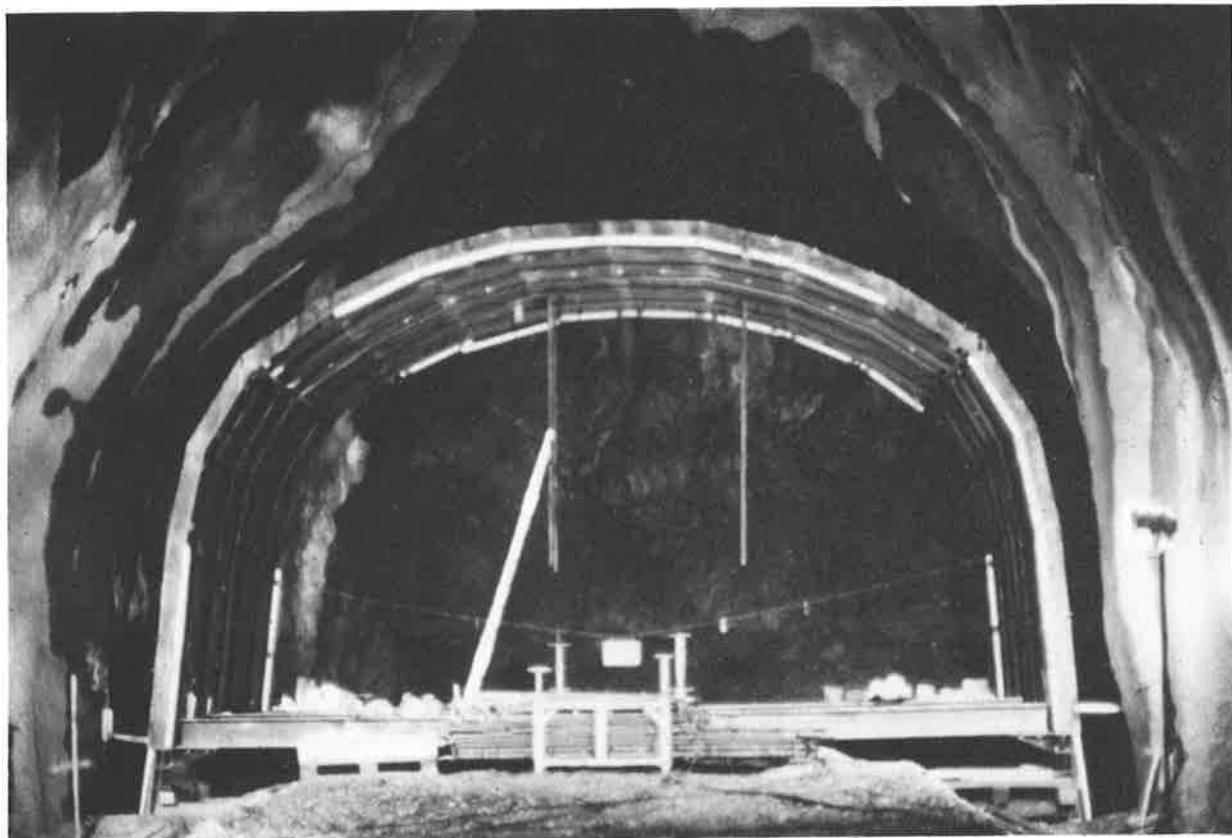
Inom avsnitt 2/511-2/550, som utgör en del av den regionala tektoniska störningszonen - Singölinjen, består bergmassan i huvudsak av leptit, som är breccierad och lervittrad. Sprickfrekvensen bedöms uppgå till i medeltal 10 sprickor per meter. Inom avsnitt 2/515-2/530 kan bergmassan karakteriseras som brottstycken av friskt berg med mellanliggande lager av vittrat berg och inom avsnitt 2/530-2/545 är berget till stora delar leromvandlat till illiter och kvarts. Lermineralbestämningar utfördes på nio prover inom detta avsnitt och i likhet med tunneln i övrigt och i F1-tunneln förekom inga svällande leror. Illit och klorit förekommer i varierande proportioner och hämatit uppträder som beläggning i samtliga prover.

Efter utskjuten salva vid 2/545 fanns en tendens till utfall ovan teoretiskt tunneltak. Av denna anledning utfördes en enkelarmerad sprutbetongbåge med en bredd av cirka två meter. Enkelarmerad sprutbetong utfördes även från bågen och ett tiotal meter bakåt i tunneln för att säkra arbetsområdet. Framförvarande berg undersöktes med hjälp av ett 23 m pilothål ansatt strax ovanför tunnelbotten. På grundval av observationerna från pilothålet togs ett beslut att spränga en ny salva med en salvborrlängd av 4.5 m. Borrhålen sattes en meter innanför teoretisk sektion och laddningen minskades.

Efter salvan syntes borriporna tydligt, men efter cirka tre timmar började berget släppa. Utfallet skedde först från tunnelgaveln, sedan från taket och sist från väggarna. Samtliga ytor sprutbetonerades men utfallen fortsatte och kyrkbildningen började. Beslut togs då att tillverka stålågar. Under den tid som åtgick för tillverkningen av ågarna pågick betongsprutning i treskift och efter en tid stabiliserades kyrkan. Ytterligare utfall kunde dock registreras och innan ågarna fanns på plats utfördes rensningsarbeten samt gjutning av ågarnas bottenplatta (figur 2).

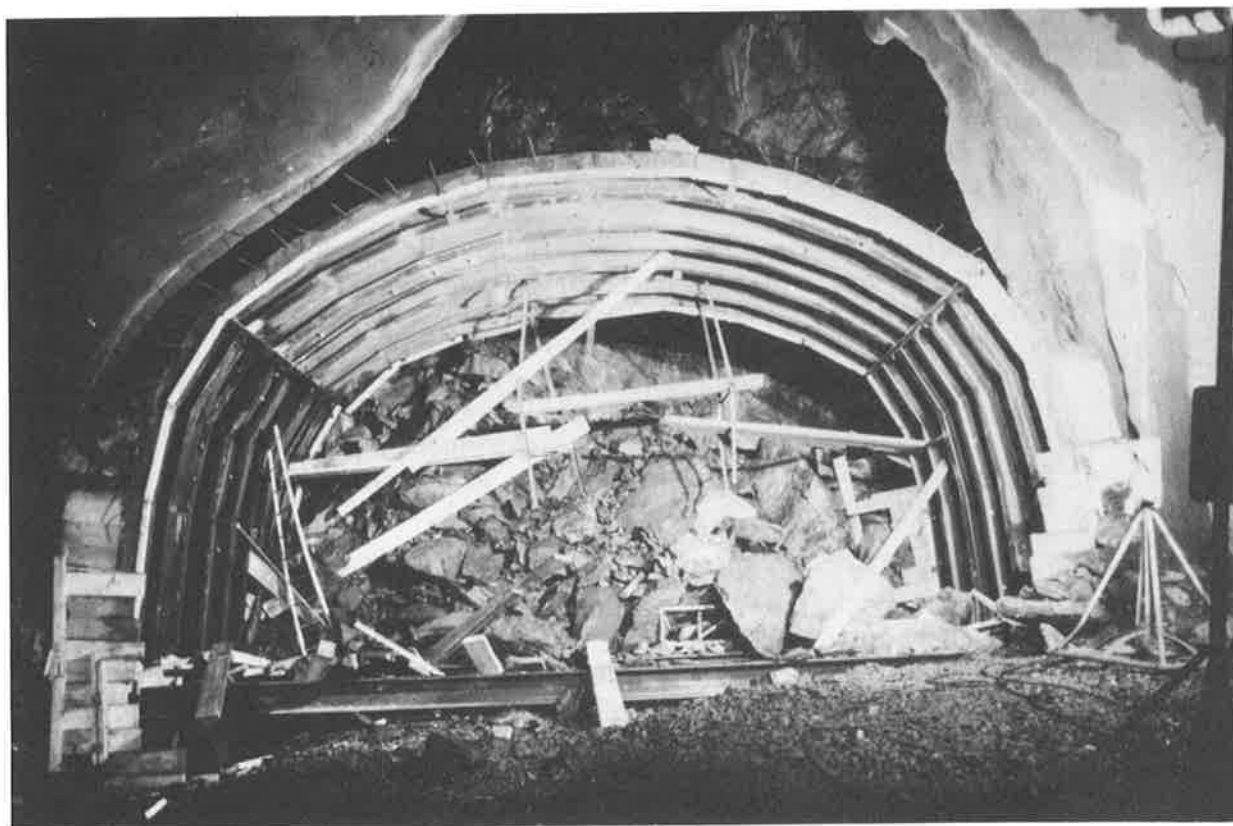
En sektion stålform monterades (4 m) och gjutningen kunde påbörjas. Under gjutningsarbetet inträffade emellertid nya utfall, varav det mest omfattande uppgick till 200 m³ fördelat på gavel och tunnelns vänstra sida (figur 3). Formen rensades och fortsätta ras förhindrades genom att fylla kyrkan med betong. Utfallet uppgick i sin maximala punkt till 7.5 m ovanför teoretiskt tunneltak (figur 4). Den totala bergtäckningen i detta område är cirka 58 m. I figur 5 och nedan beskrivs arbetsmetodiken vid förstärkningsarbetet av det aktuella avsnittet.

Området framför stålformen fylldes upp till formens överkant med bergmassor och träavstängare byggs mellan stålform och sprutbetongbågen i tunneltak (1). Flera gjutrör förs in i kyrkan (2) och kyrkan fylls med betong. Förstärkning utfördes cirka 7 m framför stålformen med armerad sprutbetong i tak och väggar ned till fyllningen (3). Hål borrades till kyrkans topp och betongöverytans läge kontrollerades (4). Schaktning utfördes för att frilägga formen (5) och sprutbetongförstärkningen avslutades ned till tunnelbotten (3). Stålformen togs ut (7) och nedfallande block i betonggjutningen mejslades ut och hålen lagades med



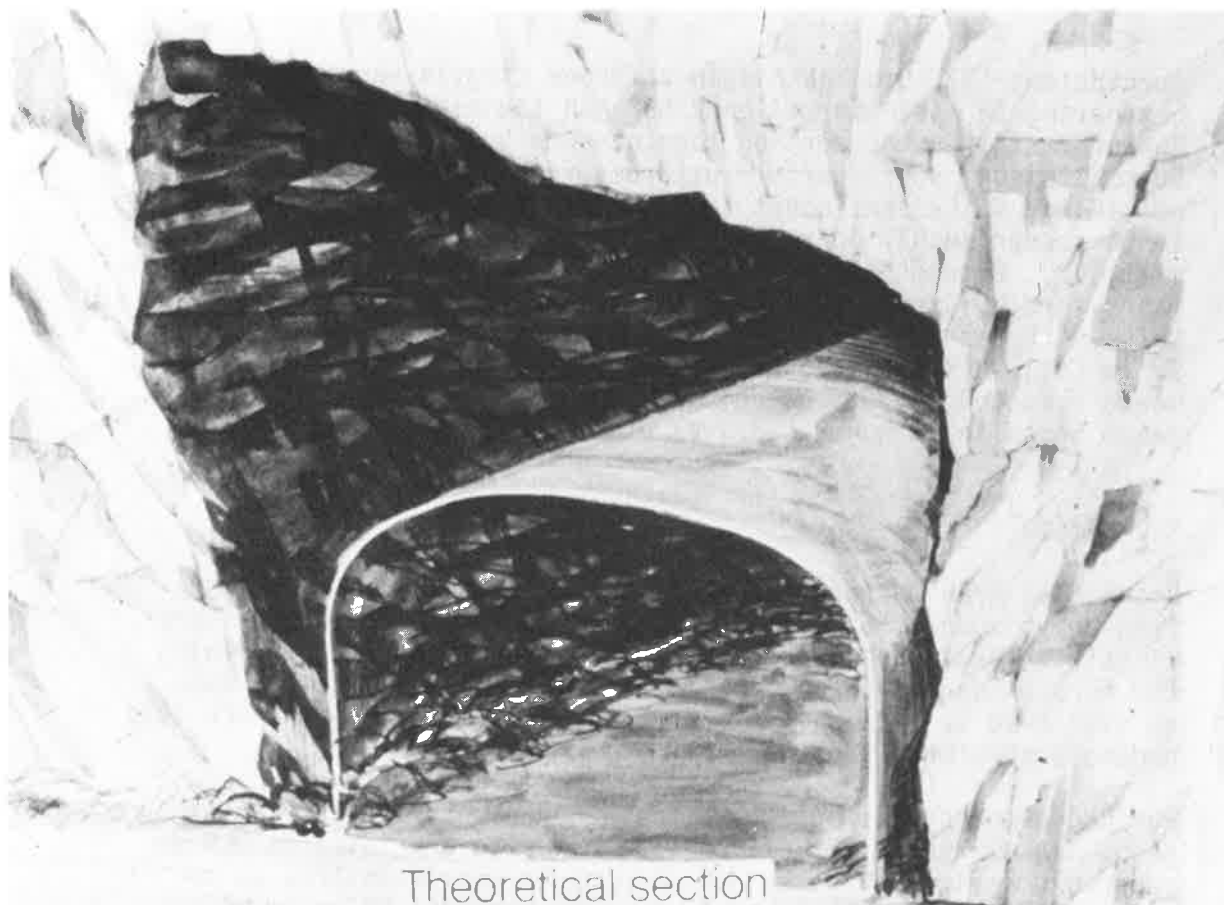
Figur 2. Stålbåge inplacerad i området för utfallet i Singölinjen.

The steel arch placed in position within the overbreak area.



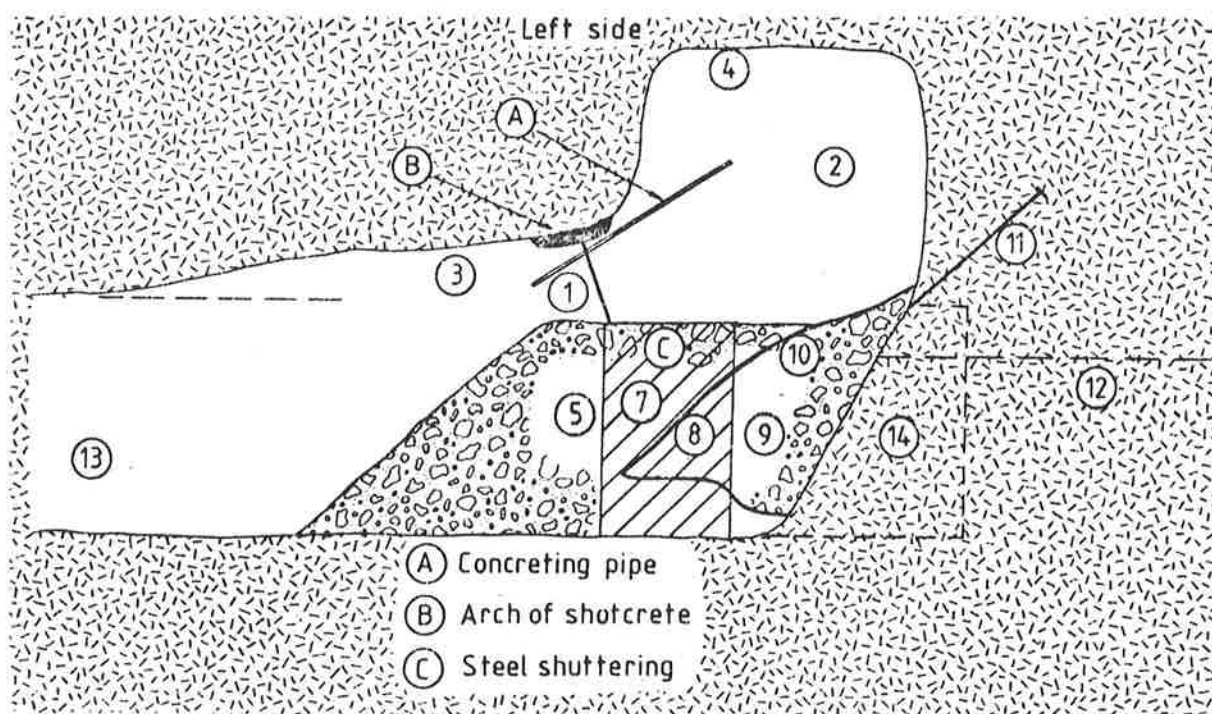
Figur 3. Ytterligare bergutfall efter inplacering av stålbågen.

Further rock falls occurred after the erection of the steel arch



Figur 4. Kyrkan uppgick i sin maximala punkt till 7.5 m ovan teoretiskt tunneltak.

Maximum overbreak amounted to 7.5 m above the theoretical roof of the tunnel.



Figur 5. Arbetsmetodik vid förstärkningsarbetet av kyrkan i Singölinjen.

The method used to support the area of overbreak.

sprutbetong (8). Utschaktningen utfördes stegvis varvad med sprutbetonering på sträckan mellan 2/538 och tunnelgaveln (9). Betong innanför stålformens sektion togs ut med försiktig sprängning (10). Bultsättning i solfjäderform utfördes från gaveln i blivande tunneltak med 45° vinkel uppåt från horisontalplanet (11). Tre 25 m långa sonderingshål borrades varav två i sidorna och ett i tunnelmitt (12). Betongsprutningsaggregat fanns på plats och ny stålform fanns färdig, innan drivningen gick vidare (13). Nästkommande salva utfördes med försiktig sprängning och med en indrift av 2.5 m (14). Efter salvan monterades stålformen och en 400 mm oarmerad betongbåge gjöts omedelbart. Det fortsatta drivningsarbetet genom Singölinjen kunde bedrivas utan nämnvärda problem.

SLUTSATSER

Resultaten från förundersökningarna och erfarenhetsåterföringen från drivningen av F1-tunneln låg till grund för val av förstärkningstyp, förstärkningsmetod och beredskap vad gäller utrustning för förstärkningsarbeten i F3-tunneln. I åtgärdpaketet låg även en viss grad av flexibilitet för att kunna möta speciella och icke prognoserade förhållanden.

Hur hög denna beredskap ska sättas beror på ett antal faktorer, såsom sannolikheten för att en viss händelse ska inträffa och de säkerhetsmässiga, tekniska och ekonomiska konsekvenserna av en sådan händelse. I fallet med F3-tunneln bedömdes på grundval av gjorda iakttagelser sannolikheten som liten för en händelse av den art, som skulle kunna medföra längre stillestånd av tunneldrivningen. Mot denna bakgrund bedömdes att stålbågar inte skulle tillverkas i beredskapssyfte.

Tunneldrivningen är nu avslutad och med kännedom om verkliga förhållanden var den bedömningen för optimistisk. Vid tidpunkten för bedömningen förelåg emellertid endast den bergtekniska prognosen som beslutsunderlag och med hänsyn till detta torde beslutet vid det aktuella tillfället kunna betraktas som realistiskt. Det är här väsentligt att påpeka, att överväganden av den art som här beskrivits tillhör normalfallet vid undermarksbyggande. Normalfallet är också, att de verkliga förhållanden som tunnelbyggaren möter avviker i mindre eller högre grad från den uppställda bergtekniska prognosen. Den bergtekniska prognosen för hela tunnel längden visade emellertid en osedvanligt god överensstämmelse med verkliga förhållanden.

Det är möjligt, att utfallet vid tunnelavsnitt 2/545 skulle ha begränsats eller helt förhindrats med beredskap av förtillverkade bågar. Tiden från det att kyrkbildningen började och tills dess, att bågar fanns på plats uppgick till cirka två veckor. Den uppkomna ståtiden är sannolikt den enkla och primära förklaringen till utfallets storlek.

Det är således svårt att såväl genom förundersökningar som genom erfarenhetsåterföring inom ett och samma område prognosera och entydigt definiera zoner av den karaktär, som här beskrivits. Under ett byggskede möter man berget exakt som det är, vilket kan innebära negativa överraskningar men likväl positiva i den bemärkelsen att bergmassans kvalitet kan visa sig vara väsentligt bättre än den prognoserade.

Sammanfattningsvis kan sägas att drivningen av F3-tunneln uppvisar ett gott resultat med undantag för passagen genom en enskild, lokal svaghet i bergmassan. De åtgärder som vidtogs medförde emellertid betryggande säkerhet ur arbetssynpunkt och en fullgod totalstabilitet av avloppstunneln. Konsekvenserna av utfallet i Singölinjen är således att hänföra till rent ekonomiska konsekvenser och inte till säkerhetsmässiga aspekter eller stabilitetsfrågor.

SLUTFÖRVAR AV REAKTORAVFALL (SFR)

Tillfartstunnlarna för SFR-anläggningen passerar vinkelrätt mot Singölinjen. För närvarande pågår drivningsarbetet i Singölinjens perifera del. De erfarenheter som vunnits genom utförda tunnelarbeten i Forsmark har gett en god grund för uppläggning av och förberedelse för drivningen av SFR-tunnlarna och då speciellt passagen genom Singölinjen. Erfarenheter finns således från förhållandevis goda bergförhållanden i Singölinjen till dåliga lokala svagheter och därmed erfarenhet från relativt måttliga förstärkningsinsatser till massiva platsgjutna konstruktioner.

Ett förslag till arbetssätt för drivningen av SFR-tunnlarna genom Singölinjen har utarbetats /1/. Huvudpunkterna i detta förslag är bl a, att innan sprängningsarbetena påbörjas borras ett antal sonderingshål i vilka vattenförlustmätning utförs och med utgångspunkt från resultaten görs en bedömning av injekteringsbehovet. Framförvarande berg kommer också att undersökas med hjälp av långa horisontella kärnborrhål ansatta i tunnelgavel eller från en bergnisch utsprängd i tunnelväggen. Förinjektering av Singölinjen kommer att ske från tunnelgaveln med dubbel skärm i hjässan och enkel skärm i botten.

Vid drivningen genom zonen kommer driftförstärkningar att utgöras av (minimiförstärkning) systembultning, oarmerad sprutbetong, armerade sprutbetongbågar, som appliceras så snabbt som möjligt efter salvan samt förbultning av nästa salva. De permanenta förstärkningarna föreslås omfatta systembultning i tak och väggar, lösjärnsarmerade sprutbetongbågar och eventuell sula av betong. Ett mätprogram kommer att upprättas för kontroll av deformation och förskjutningar. Efter passagen av Singölinjen vidtar systematisk försondering i de områden, som seismiken har indikerat som sämre berg och injekteringsbehovet bedöms med ledning av resultaten från försonderingen. Utöver beskrivna förfaringssätt kommer förtillverkade stålbågar att finnas i omedelbar beredskap och försiktig sprängning kommer att tillämpas vid tunneldrivningen genom Singölinjen.

REFERENSER

Carlsson, A. och Larsson, H.: Arbetsmetoder för tunneldrivning genom Singölinjen. SKBF/KBS 83-02, 16 sid. Stockholm.

DISKUSSION

Tomas Franzén, BeFo

Under den här diskussionspunkten kan vi komma tillbaka till Sten Palmers problem men först skulle jag vilja ha ett litet förtydligande av Anders Carlsson. Du sade, att inför drivningen av tunneln så bedömde man att stålbågar inte skulle behövas. Jag undrar om man då var övertygad om att det inte skulle behövas stålbågsförstärkning eller om man så att säga tog en kalkylerad risk.

Anders Carlsson, Statens Vattenfallsverk

Resultaten från förundersökningarna och erfarenhetsåterföringen från drivningen av avloppstunneln för Forsmark 1 och 2 låg till grund för val av förstärkningstyp, förstärkningsmetod och beredskap vad gäller utrustning för förstärkningsarbeten i F3-tunneln. I åtgärdspaketet ligger även en viss grad av flexibilitet för att kunna möta speciella och icke prognoserade förhållanden.

Hur hög denna beredskap skall sättas beror på ett antal faktorer, såsom sannolikheten för att en viss händelse skall inträffa och de säkerhetsmässiga, tekniska och ekonomiska konsekvenserna av en sådan händelse. I fallet med F3-tunneln bedömdes på grundval av gjorda iakttagelser sannolikheten som liten för en händelse av den art, som skulle medföra längre stillestånd av tunneldrivningen. Mot denna bakgrund bedömdes att stålbågar inte skulle tillverkas i beredskapssyfte.

Tunnel drivningen är nu avslutad och med kännedom om verkliga förhållanden var den bedömningen för optimistisk. Vid tidpunkten för bedömningen förelåg emellertid endast den bergtekniska prognosen som beslutsunderlag och med hänsyn till detta torde beslutet vid det aktuella tillfället kunna betraktas som realistiskt. Det är här väsentligt att påpeka, att överväganden av den art som här beskrivits tillhör normalfallet vid undermarksbyggande. Normalfallet är också, att de verkliga förhållanden som tunnelbyggaren möter avviker i mindre eller högre grad från den uppställda bergtekniska prognosen.

Tomas Franzén

Vi går vidare till de andra föredragen och börjar med Leif Erikssons geofysik. Har vi kommentarer där?

Ove Stephansson, LuH

Vad säger du, Leif Eriksson, till dem som sitter i salen som skall göra en förundersökning, skall de beställa en metod som kostar 1000 kr/km liksom VLF eller skall de ta någon annan. Vad rekommenderar du?

Leif Eriksson, SGU

Jag hade väl med ett litet program för hur man bör gå tillväga. De här billiga EM-metoderna (VLF och slingram) tycker jag absolut man skall använda, men de skall inte utesluta andra metoder. Det är ofta så det har blivit, att man har hittat en billigare metod som har slagit ut andra metoder, men vårt föreslagna program inkluderar en rekognosering, en förstudie, där man börjar med VLF och slingram och sedan går man vidare och kompletterar med seismik och resistivitmätningar, som är betydligt dyrbarare. Det är också självklart att man i möjligaste mån använder flygmätningar. På SGU har man utfört flygmätningar över ganska stora delar av landet. Elektriska mätningar finns över i stort sett en tredjedel av landet och de mätningarna bör man ju använda som en regional planering eller en första rekognosering av hela området.

Ove Stephansson

Det gäller nu Sten Palmers bidrag, som jag tycker är en intressant studie. Om jag ställdes inför det problemet som du attackerat så skulle jag nog överväga att göra en tredimensionell FEM-analys av det skälet att strukturen är komplicerad med brytning på olika nivåer; den är ganska kort i förhållande till spännvidden. Jag blir inte så förvånad när jag ser på resultaten och att det inte är en perfekt överensstämmelse mellan mätning och FEM-resultatet, av det skälet att det är så pass kraftiga variationer i spänningsfältet. Den stora variationen i spänningsfältet i det här området kan vara boven till att man inte får den goda överensstämmelsen som man hoppas på, och resultaten av era deformationsmätningar på uppströms- och nerströmssidan tycks ju indikera det.

Sten Palmer, Statens Vattenfallsverk

En kort kommentar. Vi övervägde nog en tredimensionell modell också, men man vill gärna undvika det i det längsta, eftersom beräkningarna och framför allt då utvärderingsarbetet av alla datalistor blir så än mer omfattande. Vi tyckte också att bergsalen för aggregaten 3 och 4 är tillräckligt lång för att man i de mittre partierna skall kunna betrakta den tvådimensionellt, men det är ett gränsfall, så till en viss del kan

jag hålla med dig.

- Och på den andra frågan vill jag bara kommentera att jag tror definitivt att vi har mätt rätt.

Tomas Franzén

Det blir till sist en fråga om hur angelägen man är att hitta orsaken till den här avvikelserna och vad man har råd med för insats för att lösa just det här speciella problemet. Man kan göra en hel del generella kommentarer till 3D och 2D analyser med finita element-metoden. Många av de objekt som kan vara aktuella att analysera på det här sättet har stora spännvidder och rummen är ofta inte så långa och då har man alltså inte något 2-dimensionellt förhållande. Det finns flera i salen som skulle kunna ha kommentarer till detta, men vi får lov att lämna den diskussionen för i dag och gå vidare i programmet.

Håkan Stille, KTH

Bara en fråga angående det här föredraget om Messaure kraftstation. Jag skulle vilja ha en liten beskrivning över bergmassans kvalitet, RQD, sprickavstånd, sprickfyllnader, typ av sprickor och sådana saker, som jag saknade i föredraget. Kan ni komplettera det nu vore jag glad.

Mogens Jensen, Statens Vattenfallsverk

Nog kan vi väl säga någonting. Berggrunden i området, där Messaure är belägen, består dels av vulkaniter, dels av graniter av olika åldrar med inslag av grönsten. Som Palmer nämnde finns det svaghetszoner i berget, dels som spår efter rena krossmekanismer, dels i form av starkt vittrade partier. Vad angår berget som närmast omger maskinstationens bergrum kan det till större delen karaktäriseras som en huvudsakligen frisk, fast grovblockigt uppsprucken lina-granit. En dominerande sprickriktning med flera genomgående plansprickor, vilka har föranlett vissa förstärkningsåtgärder, stryker i nordlig riktning och bildar en vinkel av ungefär 20° med maskinsalens längdriktning. Stupningen är ca 70° åt nedströmshållet. Men det finns sprickplan i flera olika riktningar. Berget får därför en blockig karaktär som tvingade oss att vara rätt så snabba med att få på sprutbetong. Vi har därför för de nya frisprängda bergytorna en dålig dokumentation av såväl gränserna för vittrade partier, sprickriktningar, sprickfrekvens som sprickfyllnader. Men innan vi satte igång gjordes studier av berget i de existerande orterna och vi har även tillgång till sprickfrekvensanalys och annan bergkvalitetsdokumentation från en del nära liggande kärnborrhål.

SUPERDJUPA BORRHÅL - EN VÄG TILL ÖKAD KUNSKAP INOM GEOVETENSKAPEN?

Super deep boreholes - a way of increasing geoscientific know-how?

Civilingenjör Per-Olov Karlsson, Vattenfall, Stockholm

ALLMÄNT

Bakgrunden till detta föredrag om borrhning till stora djup och de lärdomar sådan borrhning kan ge är den studie om förutsättningar för förekomst av så kallad djupgas i svenska geologiska strukturer, som för närvarande drivs inom Vattenfall. Denna studie baseras på teorbildningar om naturgas av icke-biologiskt ursprung från jordens inre, som under vissa speciella förhållanden skulle kunna ansamlas i jordskorpan till mängder av kommersiellt intresse.

Syftet med föredraget är dock ej att redogöra för djupgasstudien - en separat redovisning kommer här att ske i början av februari detta år. I samband med programskrivning för arbetet konstaterades av den till studien knutna referensgruppen med några av de främsta företrädarna för svensk geologi, att djupgasstudien, och speciellt då om den utvecklas mot ett genomförande av avancerade fältundersökningar och undersökningsborrningar till stora djup, innehåller utomordentligt många intressanta geovetenskapliga aspekter vid sidan av själva djupgasidén. Det inkluderades därför i programmet att belysa sådana så kallade spin off-effekter.

Under arbetets gång har det också funnits anledning att studera vissa intressanta djupborrningsprojekt utanför Sverige, och det är bland annat dessa projekt, som redovisas i föredraget. Av speciellt intresse är utvecklingen i Sovjetunionen, eftersom man där synes genomföra en unik satsning på undersökning av jordskorpan med mycket djupa borrhål - en utveckling, som vi av naturliga skäl hör ganska litet om i västvärlden men som i vissa fall kan vara av direkt intresse även för Sverige. Här avses främst resultat från det rekorddjupa borrhålet på Kolahalvön, beläget inom kristallina urbergsformationer med likheter med det svenska urberget.

DJUPBORRNING - NÅGOT OM HISTORISK UTVECKLING

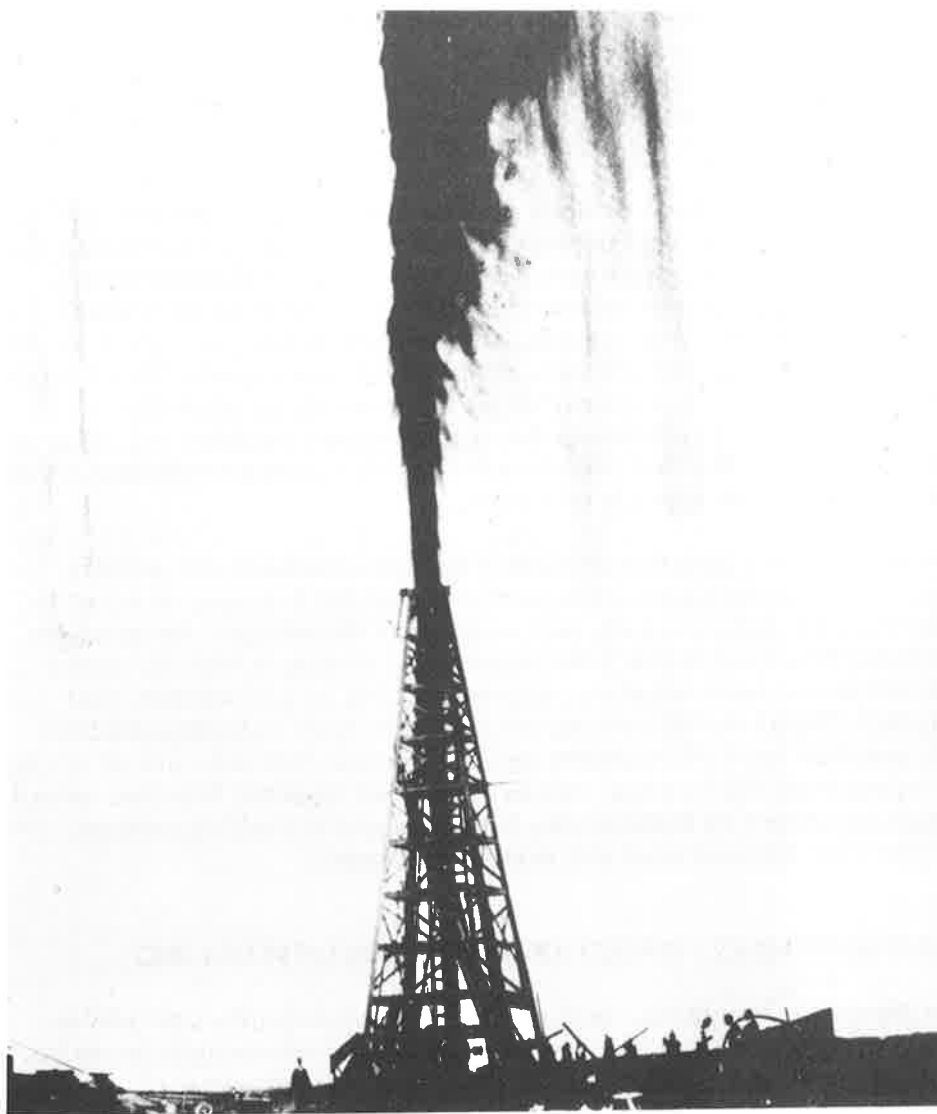
De första borrhningarna, som enligt våra begrepp ofta var grävda brunnar, genomfördes årtusenden före vår tideräkningens begynnelse. Syftet var i första hand letande efter färskvatten.

Konfuzius berättade om borrhningar i Kina under Tschou-dynastin (1050-256 f Kr) för utvinning av saltvatten. Det kan antas, att dessa borrhningar nådde djup på ca 500 m.

Man kan också läsa om borrhningar ca 500-450 f Kr efter asfalt i Mindre Asien och om borrhningar efter olja från 600-talet efter Kristus i t ex Japan och Burma.

I augusti 1859 genomfördes den första lyckosamma oljeborrningen i USA, när man på bara drygt 20 m djup fann olja i en brunn i Pennsylvanien - detta innebar oljeindustrins födelse och därmed början på borrhningar mot så småningom allt större djup. Djupborrningens utveckling har nämligen i allt väsentligt styrts av prospektering efter i första hand olja men på senare tid även naturgas.

En annan milstolpe i oljeprospekteringshistoria inträffade i januari 1901 i Beaumont, Texas i samband med byte av borrhkrona i ett drygt 250 m djupt hål. Olja började flöda ur hålet och bildade en 70 m hög geiser, fig 1. När man väl fått kontroll över brunnen och fått den i produktion, gav den 84 000 fat i utbyte per dag. Fram till dess ansågs en produktion av 50 fat per dag som en fenomenal siffra. En siffra som således överträffades 1 700 gånger i ett slag. Detta innebar givetvis en helt ny syn på de geologiska förutsättningarna för petroleumförekomster.



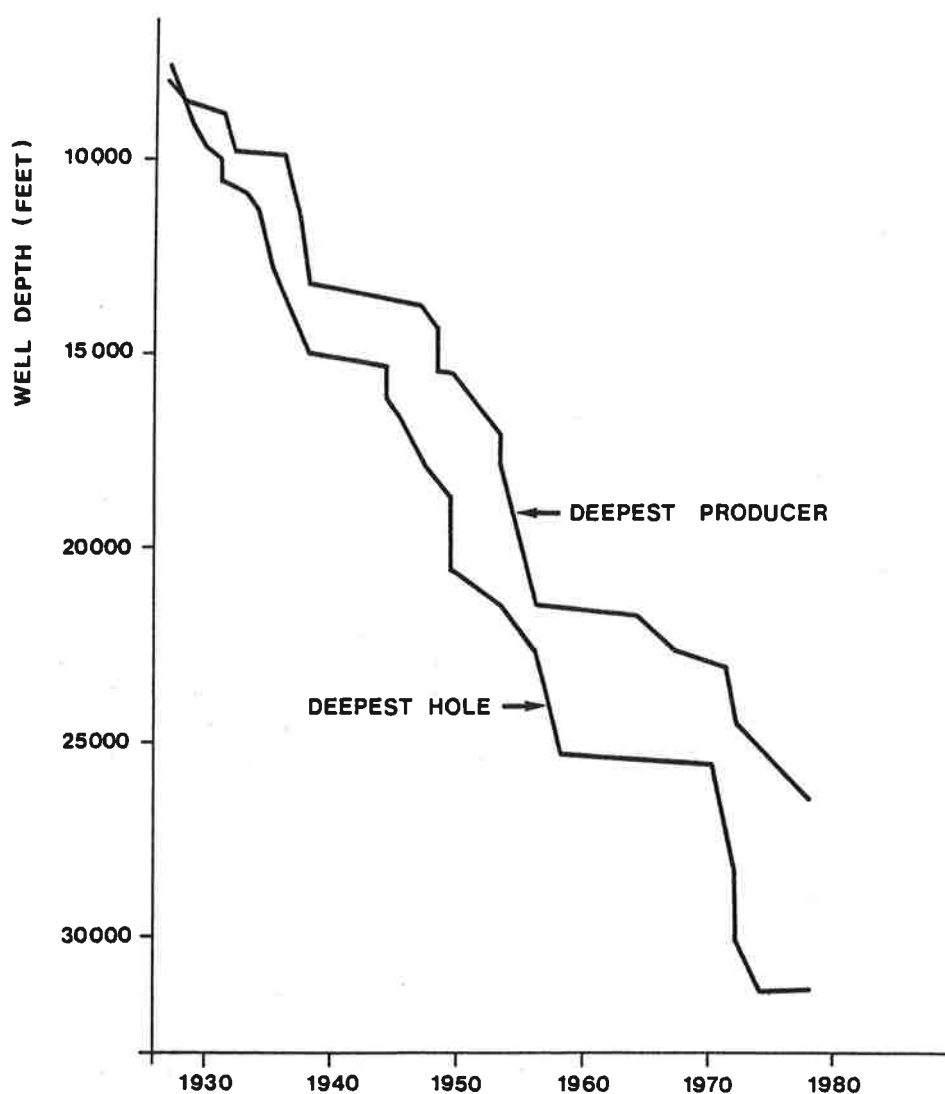
Figur 1 Beaumont, Texas 1901: Borrhålet som ändrade USA:s och övriga världens historia.

Beaumont, Texas 1901: The well that changed the history of America and the world.

Under de senaste årtiondena har framgångsrika bormingar efter olja och gas nått allt större djup. Världsrekord i djupbörning slogs 1974 i sydvästra Oklahoma då man efter 504 dagars börning och vid ett djup av 31 441 fot eller ca 9 580 m gav upp ansträngningarna att hitta olja eller gas. Detta hål var alltså torrt, vilket är typiskt för osäkerheten i samband med olje- och gasprospektering.

Världsrekordet i Oklahoma överträffades senare av det tidigare nämnda ryska hålet på Kolahalvön, som såvitt känt har ett djup på ca 12 km idag och är avsett att nå 15 km.

I fig 2 redovisas utvecklingen i kurvform. Det är värt att notera att samtliga rekord sedan 20-talet är satta i USA i samband med petroleumprospektering utom det senaste ryska.



Figur 2 Historisk utveckling av börning till rekorddjup inkl. producerande hål
Historical record of deepest hole and deepest producer.

Som jämförelse kan nämnas att det djupaste borrhålet i Sverige är ca 2 400 m djupt och är borrarat i samband med oljeletning i Skåne.

Världens djupaste gruva ligger i Sydafrika och har ett djup av 3 582 m. Detta skulle alltså vara den djupaste nivå under markytan, som människor befunnit sig på. Bergtemperaturen där är för övrigt drygt 550 C.

DJUPBORRNINGSTEKNIK - EN KORT ÖVERSIKT

Borrning till stora djup innebär ett mycket avancerat tekniskt problem och ofta enorma kostnader. Design och planering och genomförande av ett djupt borrhål ställer krav på utomordentligt högt ingenjörskunskap och geologiskt kunnande.

Bland en rad tekniska problem att ta hänsyn till kan nämnas:

- o Den höga temperaturen på stora djup. Vid temperaturgradienter på 20-30^o/km blir temperaturen på 5 km 100-150^o och vid 10 km 200-300^o C. Detta innebär givetvis speciella materialproblem liksom speciella krav på den mätutrustning som skall föras ned i hålet.
- o Borrhållsväggarnas stabilitet. Detta problem löses normalt med successiv inklädnad eller casing av hålen med stålrör som förs ned i hålet och cementeras fast. Förfarandet leder fram till den karaktäristiska morotsformen på borrhålen.

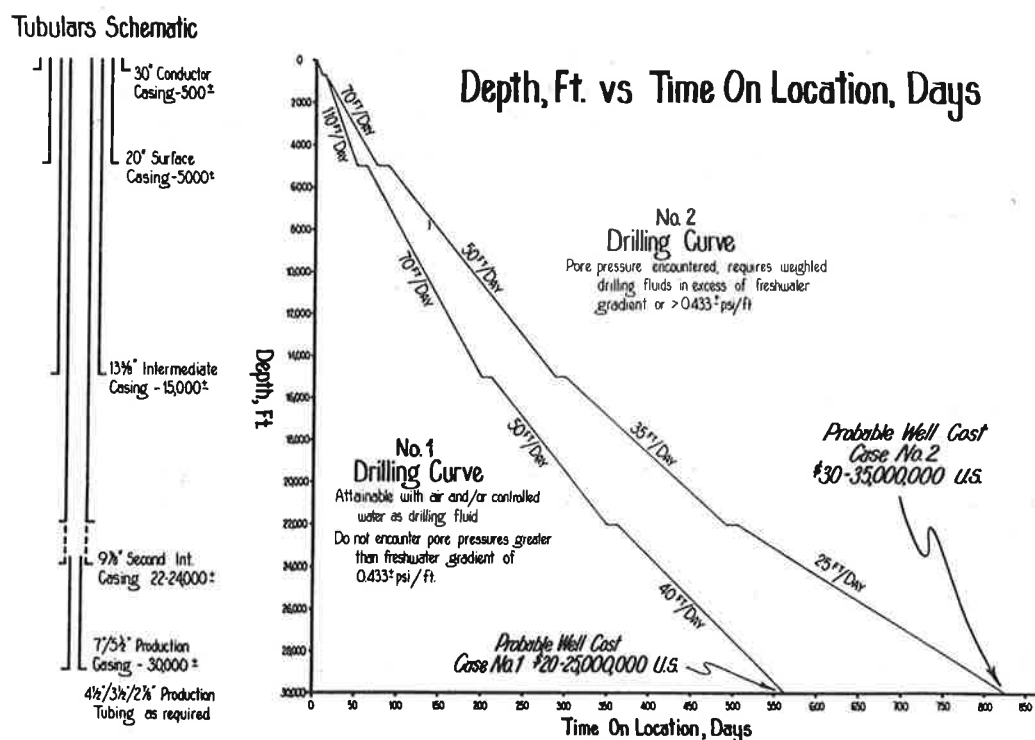
Dimensionerade för vilka djup som kan nås med en viss borrhög är riggens lyftkapacitet, eftersom i samband med byte av borrhög hela borrhöjningen måste lyftas. Förfarandet vid byte av borrhög blir också tidsstyrande, eftersom förhållandevis allt större andel av arbetstiden kommer att gå åt för hantering av borrhöjningen i samband med höjbyte ju djupare hålet blir.

Borrningar till stora djup efter olja och gas sker idag i västvärlden med så kallad roterande borrning. Rotationskraften påförs borrhöjlet uppe vid markytan och hela borrhöjlet med höj krona roterar i hålet. Under borrningen cirkulerar en tjock vätska, så kallad mud, bestående av en blandning av vatten, olja, lera eller plast i något förhållande genom borrhölet. Mudden som förs ned till borrhölsbotten på insidan av borrhöjningen har till uppgift att:

- o Föra med sig borrhögaxet upp till markytan.
- o Kyla och smörja borrhöjronen.
- o Skydda mot så kallad blow out genom att ge tillräckligt vätsketryck i hålet.
- o "Klä in" borrhölet så att borrhöjvätska ej förloras ut i omgivande berg.

Borrningsoperationen och färdigställandet av ett djuphål för produktion innehåller härutöver en rad intressanta och tekniskt avancerade moment som ej behandlas ytterligare här.

I fig 3 redovisas exempel på bedömda data vid planering av borrhning till 30 000 fot eller drygt 9 km.



Figur 3 Planering av 30 000 fot (9,1 km) hål, exempel på data.
Planning of 30 000 feet deep well, example on data.

Utmärkande för borrhningar i Sovjetunionen är att man använder turboborrning med så kallad down-hole motor, dvs det är bara själva borrhkronan som roterar, medan borrhsträngen i övrigt ej roterar. Fördelarna med detta förfarande är bland annat att man kan ställa mindre krav på borrhsträngarna. I Kolahålet använder man för övrigt borrhsträngar av aluminium. Detta gör att borrhiggen kan dimensioneras för betydligt mindre lyftkraft.

Ett annat förfarande som utvecklats och som framgångsrikt tillämpas vid flertalet djupborrningsprojekt är borrhning i ofodrade hål. Denna metod dikteras dels av kostnader, - en fullständig infodring blir mycket dyr - dels kan i ett ofodrat hål geofysiska undersökningar alltid ske i hålets hela längd och dessutom repeteras.

DJUPUNDERSÖKNINGAR - EN INTERNATIONELL ÖVERSIKT

Plattektoniken - en bas för dagens geovetenskaper

Man torde utan överdrift kunna påstå att den geovetenskapliga upptäckten under detta århundrade, som betytt mest och mest ökat förståelsen för jordskorpanns uppbyggnad är kontinentaldriftteorin, dvs teorierna kring plattektonikens funktion.

Teorin publicerades 1912 av tysken Wegener: Jordytan var inte statisk utan dynamisk. Kontinenterna var i ständig rörelse i förhållande till varandra. Wegener menade att kontinenterna en gång bildat en enda stor landmassa, en jätteö i ett världshav. Sedan hade denna jätteö på något sätt klyvts i mindre delar, som vandrade över jorden liksom isberg i havet.

Det tog lång tid och krävdes ett antal ytterligare avgörande geovetenskapliga upptäckter och modifieringar av den ursprungliga teorin, innan plattetektoniken på slutet av 60-talet accepterades som ett faktum. I och med detta hade förståelsen för en rad geovetenskapliga fenomen t ex jordbävningars uppkomst, bergkedjeveckning m m ökat radikalt.

Idag torde plattetektoniken vara ett allmänt etablerat och vedertaget begrepp och utvecklas ej närmare här.

Djupundersökningar, allmänt

Intresset för undersökning av djupare delar av jordskorpan ökar världen över. Flera projekt för djupundersökningar pågår eller är under planering.

Motiven för dessa projekt kan kort sammanfattas:

- o Möjligheten till ökad allmän geovetenskaplig kunskap och förståelse för jordskorpan uppbyggnad och utveckling.
- o Letande efter djupt belägna värdefulla ämnen som olja, gas, malmer och mineraler.

Djupborrnings- och undersökningsteknik utvecklas snabbt. Nya förfinade instrument för provning och analys i borrhål (loggning) utvecklas.

Avsikten med denna del av föredraget är att redogöra för verksamheten inom vissa länder, och då speciellt där undersökningarna tar formen av borrhningar. Redovisningen blir av naturliga skäl ej heltäckande.

Programmet för superdjupa borrhål i Sovjetunionen

Det ryska djupborrningsprogrammet, som det talas förhållandevis litet om i Sverige, har en omfattning, som nästan leder tankarna till rymdprogrammet. Med superdjupa hål menas här hål med djup större än 6 km. Beslut om programmet, som i dagsläget omfattar ca 20 hål, fattades redan 1962.

Syftet med programmet kan sammanfattas i följande tre punkter:

- o Studier av jordskorpan uppbyggnad och utveckling.
- o Letande efter djupt belägna mineraler och malmer inklusive olja och gas.

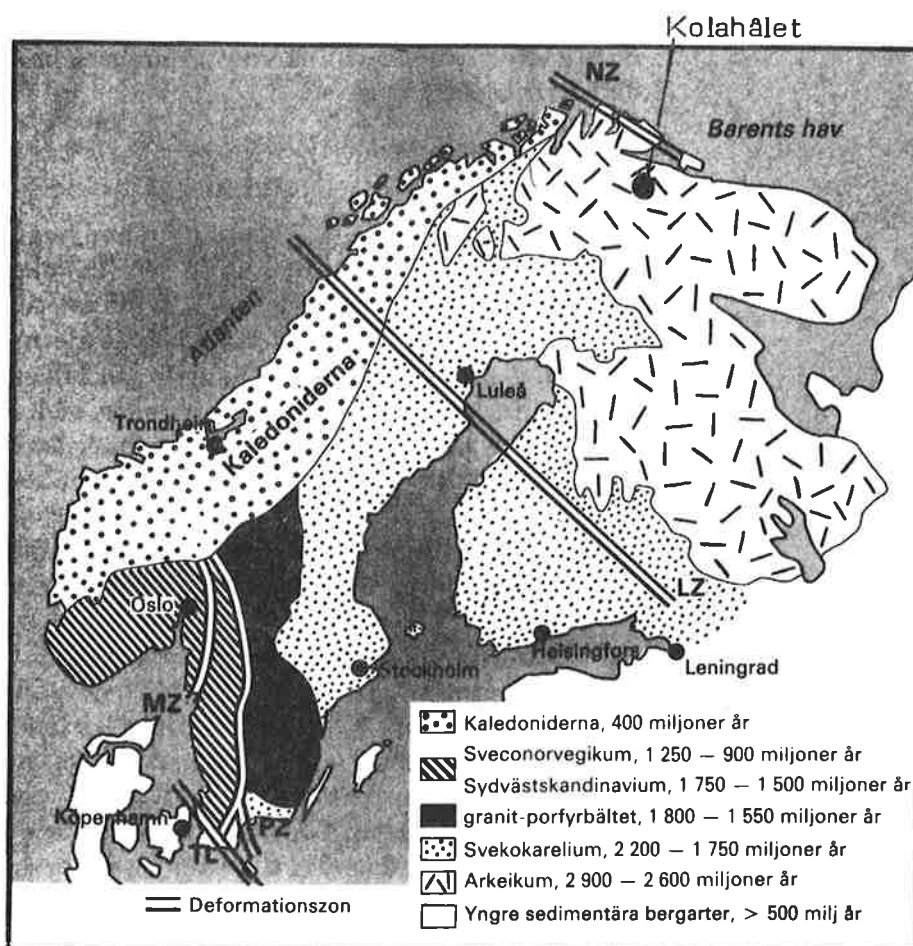
- o Teknikutveckling av borming till 10-15 km djup där tryck- och temperaturförhållandena är extrema.

Programmet inleddes under 60-talet med planering och tekniska och vetenskapliga förberedelsearbeten.

Under 70-talet genomfördes den andra etappen av programmet omfattande inte mindre än 1 800 mil djupgående seismiska undersökningar och två superdjupa hål, nämligen hålet på Kolahalvön inom den Baltiska skölden och i Satli mellan Svarta havet och Kaspiska havet.

Utöver dessa två hål har under 70-talet borrats över 10 hål djupare än 6 km i olika formationer inom Sovjetunionen.

Kolahalvöns superdjupa borrhål, som såvitt känt nu nått ca 12 km är av speciellt intresse för Sverige, eftersom det borraras i kristallina prekambrika bergarter belägna inom den så kallade Baltiska Skölden, dvs samma geologiska struktur som Finland, Sverige och Norge. Berggrunden inom Kolahalvön är dock ännu äldre än Sveriges urberg, se fig 4.



Figur 4 Baltiska Sköldens principiella struktur och bergartsålder.

Main geological units ("brogens") of the Baltic Shield.

Motivet för val av Kolahalvön som borrhingsplats för ett superdjupt hål var bl a antagandet att det på den baltiska skölden var lättare att tränga djupt ned i jordskorpan än inom andra områden, där yngre sediment överlagrar urberget.

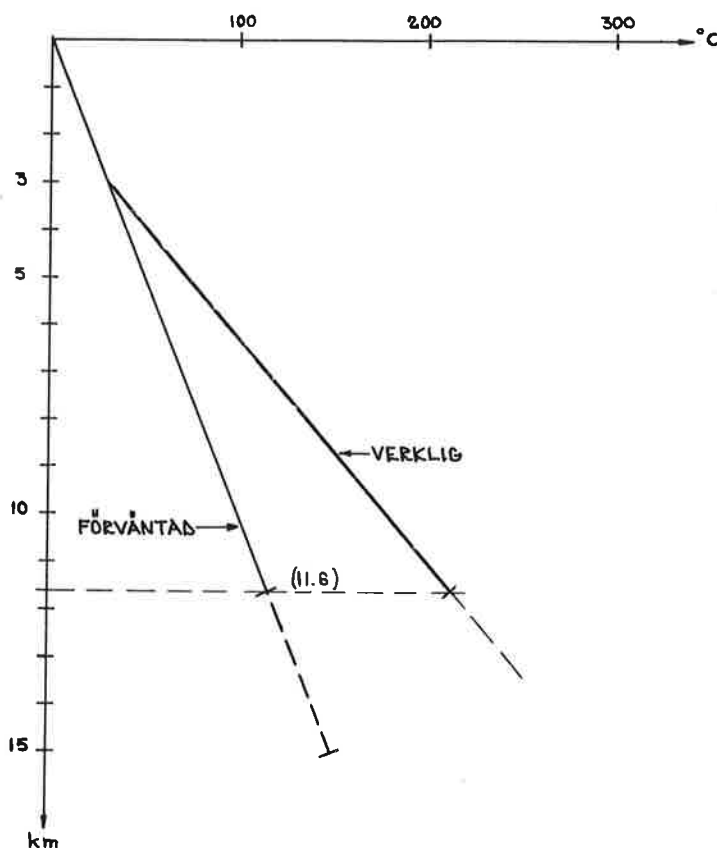
Borrhningarna startade 1970 och i augusti 1982 rapporterades att man nått 11 600 m. Hålet avses fram till 1985 drivas till 13 km djup. Slutmålet är 15 km.

Borrhningarna på Kolahalvön har lett till utomordentligt intressanta resultat. Rapporteringen av undersökningarna har dock hittills varit begränsad. En mer omfattande presentation kommer att göras vid den internationella geologikonferensen i Moskva i augusti 1984. Enligt sovjetiska uppgifter kommer djuphålet på Kolahalvön att beskrivas i en publikation i tre band i vilken mer än 100 författare är inblandade - ca 20 sidor per författare.

Bland de upptäckter som rapporterats kan dock nämnas:

- o Antagandet om att jordskorpan densitet ökar mot djupet har ej besannats.
- o Relativt höga halter av kolväteföreningar och bituminösa ämnen liksom gaser som koldioxid, helium och metan har påträffats utefter hålets längd.
- o 17 arter av mikrofossiler har upptäckts, vilket är av intresse med hänsyn till bergarternas ålder, > 2 miljarder år.
- o Geologiska strukturer på stora djup är ej horisontella som väntat utan stupningar från 45 till 60° förekommer.
- o "Uppluckrade" zoner på stora djup har påträffats möjligen orsakade av horisontella rörelser mellan olika skikt. En information som kan vara av intresse vid fortsatta studier av jordskorpan tektonik.
- o En ständig cirkulation av högmineraliserade vattenlösningar i zoner med tektoniska sprickbildningar har noterats liksom "saltvattenkällor" på stora djup, 6-7 km.
- o Ett 50-tal tidigare okända mineral har upptäckts, och nya teorier om malmbildningar har väckts.

- o Ett kraftigare värmefföde från djupare skikt än förväntat har uppmäts. Ner till 3 000 m var gradienten den väntade ca 1°/100 m. Därefter steg den till ca 2,5°/100 m, se fig 5.



Figur 5 Temperaturgradient i Kolahålet.
Temperature gradient in the Kola hole.

Alla dessa resultat tillsammans kommer enligt ryska uppgifter att medföra omprövningar av tidigare teorier om jordskorpan's uppbyggnad. Populärt kan detta uttryckas som att de mycket gamla formationer inom vilket Kolahålet är beläget, ej är "livlösa" från geologisk synpunkt, utan en rad intressanta geologiska processer pågår fortfarande på stort djup.

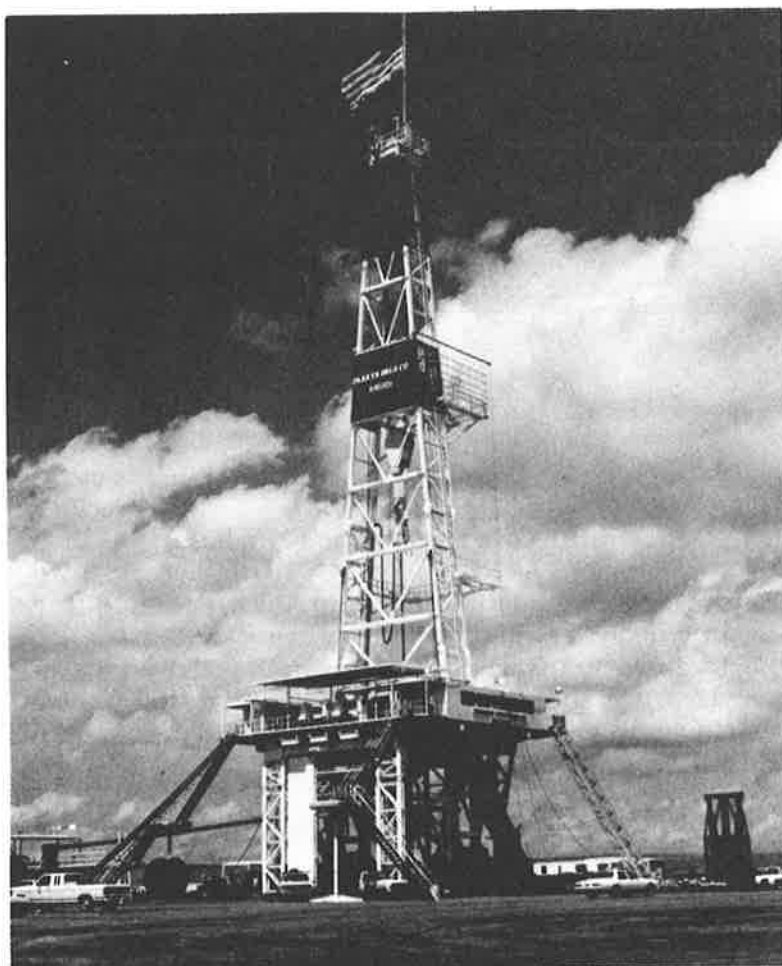
Anmärkning: Det bör noteras att de uppgifter om upptäckter i Kolahålet som redovisats här är baserade på artiklar i rysk press, samt viss litteratur publicerad utanför Sovjetunionen. I samband med besök i Sovjetunionen har framkommit uppgifter, som i några fall ej överensstämmer med de som redovisats ovan. Slutgiltiga uppgifter torde dröja till Moskvakonferensen.

Djupborrning i USA

Som tidigare nämnts är den hittills utförda djupborrningen i USA till nästan helt uteslutande del inriktad på olje- och gasprospektering. Under senare delen av 60-talet och under 70-talet har ett genombrott skett för prospektering efter naturgas på allt större djup.

Man var tidigare av uppfattningen att metan ej var termodynamiskt stabilt på djup större än 5 km, och att det litostatiska trycket av överlagrande berg skulle tillsluta alla porer i berget, så att några gasreservoarer ej skulle kunna existera. En av de som ej trodde på dessa teorier var geologen Bob Hefner, som satte igång borrhningar mot rekorddjup i Anadarko Basin i Oklahoma. Hans första djupa hål var torrt, men 1969 efter två år av enorma tekniska problem borrade han till drygt 7 300 m i Anadarko Basin och fann en gigantisk gasreservoar.

Efter detta startade framgångsrika djupborrningar i Mexikanska Gulfen, Appalackerna, Klippiga Bergen, Michigan, Louisiana och andra stater.



Figur 6 Rigg för borrning till rekorddjup, Anadarko Basin, Oklahoma USA.

Rig for record deep drilling, Anadarko Basin, Oklahoma USA

Beträffande vetenskapliga projekt omfattar USA:s djupborrningsprogram ett "Deep Sea Project" samt förslag till ett onshoreprojekt, "Continental Scientific Drilling Program". De vetenskapliga borrhningarna har koncentrerats på the Deep Sea Project. En första fas har nyligen avslutats efter 15 års borrhning av forskningsfartyget Glomar Challenger. Fas två kommer att börja om tre år.

Syftet med projektet har varit att öka kunskapen om jordskorpan struktur på havsbottenarna. Man söker ej efter olje- och gasfyndigheter.

Fas ett har omfattat 95 resor med Glomar Challenger med 1 072 hål borrhade på 614 ställen. Totalt har tagits över 31 mil bottenprover. Största borrhdjup från oceanbotten uppgår till 1 741 m och maximalt vattendjup 7 044 m, se fig 7. Framtagande av rapporter med forskningsresultat pågår för närvarande.

DEEP SEA DRILLING PROJECT TECHNICAL ACHIEVEMENTS AFTER 95 CRUISES AUG 11 1968 — SEPT 26 1983

1072 HOLES DRILLED AT 614 SITES

18,889 CORES RECOVERED

METERS	FEET	
314,754	1,032,707	TOTAL DISTANCE PENETRATED BELOW SEAFLOOR;
167,184	548,530	INTERVAL CORED;
94,361	309,599	CORE RECOVERED AND PLACED IN REPOSITORIES
1,741	5,712	DEEPEST PENETRATION BENEATH THE OCEAN FLOOR;
1,080	3,543	MAXIMUM PENETRATION INTO BASALTIC CRUSTAL LAYERS IN ANY SINGLE HOLE.
7,044	23,111	DEEPEST WATER WORKED IN THUS FAR IN DSDP;
7,060	23,164	LONGEST DRILL STRING EVER SUSPENDED BENEATH D/V GLOMAR CHALLENGER;
RE-ENTRY		ACHIEVED FIRST OPERATIONAL RE-ENTRY ON DECEMBER 25, 1970 IN 3,062 METERS (14,000 FEET) OF WATER. RE-ENTRY CAN NOW BE USED AT ANY DESIRED SITE.
	157	NUMBER OF SUCCESSFUL RE-ENTRIES.
374,022 NAUTICAL MILES		DISTANCE TRAVELED BY D/V GLOMAR CHALLENGER SINCE AUGUST 11, 1968, THE BEGINNING OF LEG 1 IN THE GULF OF MEXICO UNTIL THE END OF LEG 95 AT FT. LAUDERDALE, FLORIDA, SEPT 26, 1983
692,689 KILOMETERS		

Figur 7 Data för USA:s "Deep Sea Project".

The Deep Sea Project, some data.

Djupborrnning på den amerikanska kontinenten i forskningssyfte är fortfarande på planeringsstadiet. 1985 förväntas finansieringsfrågor vara avklarade. 5 områden har identifierats som intressanta för djupborrnning, varav ett i kristallint urberg.

Syftet med kontinentbörningsprogrammet är:

- o Geotermiska undersökningar
- o Undersökning av malm- och mineralbildningsprocesser
- o Ökad förståelse av jordbävningsfenomen
- o Ökad kunskap om jordskorpan struktur

I Los Alamos utanför Albuquerque i New Mexico pågår dessutom ett intressant geotermiskt projekt, där teknik för så kallad Hot Dry Rock studeras på stora djup i granit. Aktuella borrhjup är 4 500 m och temperaturer på 350^o förekommer.

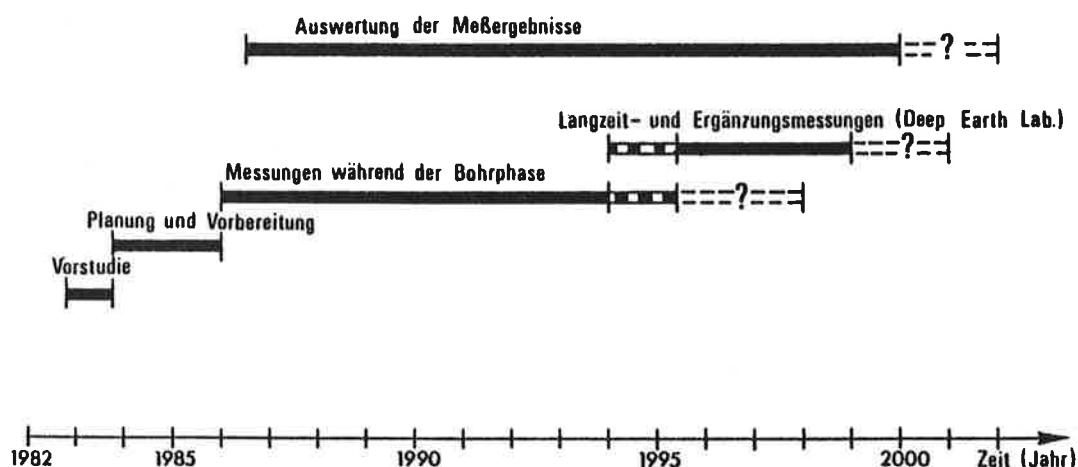
Ett ytterligare intressant projekt för utvinning av geotermisk energi är i Imperial Valley i södra Californien, där borrhjup till ca 5,5 km djup planeras.

Djupbörning i Västtyskland

I Västtyskland planeras ett vetenskapligt djupbörningsprogram med börning ned till 10 eventuellt 15 km djup.

Målet för det västtyska programmet anges övergripande som utforskning av jordskorpan övre delar inkluderande studier av jordbävningar, mineralomvandlingar och förutsättningar för olje- och gasförekomster m m.

Börningar planeras på åtminstone 4 ställen, men av kostnadsskäl torde programmet komma att inskränkas. En tidplan för forskningsprogrammet framgår av fig 8.



Figur 8 Tidplan för vetenskapligt djupbörningsprogram i Västtyskland.

Time schedule for scientific deep drilling programme in FRG.

Flera djupboringar efter olja och gas pågår också. De djupaste hålen är drygt 6,5 km djupa.

Djupboring i Österrike

Österrike är faktiskt det land utanför USA och Sovjetunionen, där de djupaste bormingarna har genomförts. Bormingarna har avsett olje- och gasprospektering, och det djupaste hålet beläget i Wienerbäckens sediment är drivet till ca 8,5 km.

Djupboringarna i Österrike är intressanta, eftersom man på basis av tusentals bormingar inom landets begränsade yta fått en mycket god bild av berggrundens uppbyggnad.

De österrikiska erfarenheterna finns redovisade i en utmärkt bok "Erdöl und Erdgas in Österreich" som på ett imponerande sätt beskriver österrikisk petroleumverksamhet. Här finns också redovisat vilken betydelse olje- och gasprospekteringen i Österrike har för såväl ren geovetenskap som för tillämpningar. Listan på olika områden är lång och endast några exempel redovisas nedan:

- o Allmän geologi och mineralkunskap
- o Paleontologi eller historisk geologi
- o Geotermi
- o Hydrogeologi
- o Geofysik
- o Geokemi
- o Petrokemi

EG:s geotermiprogram

Inom ramen för EG:s forskningsverksamhet bedrivs omfattande utvecklingsverksamhet inom området geotermisk energi. Under perioden 1979-1983 har geotermiska fält upptäckts i Belgien, Danmark, Frankrike, Västtyskland, Italien, England och Grekland. Det intressantaste enskilda projektet är möjligen Hot Dry Rock-projektet i Cornwall, England, där teknik för utvinning av geotermisk energi från 4-6 km djup i tät granit prövas. Temperaturgradienter på 31-35° C/km anges, indikerande temperaturer på t ex 5 km djup på 160-180°.

DJUPUNDERSÖKNINGAR I SVERIGE?

Djupundersökningar och -bormingar är ett teknikområde, där Sverige ligger efter. Genom svenska projekt får vi tillfälle att hantera, utvärdera och utveckla den utomordentligt avancerade teknik det är fråga om vid såväl mätningar som bormingar till stora djup och de extrema förhållanden som råder där t ex med avseende på tryck och temperaturer. Härigenom får vi chans att hämta in den distans vi nu har till många andra industriländer, vilket öppnar exportmöjligheter för svenska tillverkare, entreprenörer och konsulter. Det faktum att Sverige är ett neutralt land kan på vissa marknader bli av avgörande betydelse.

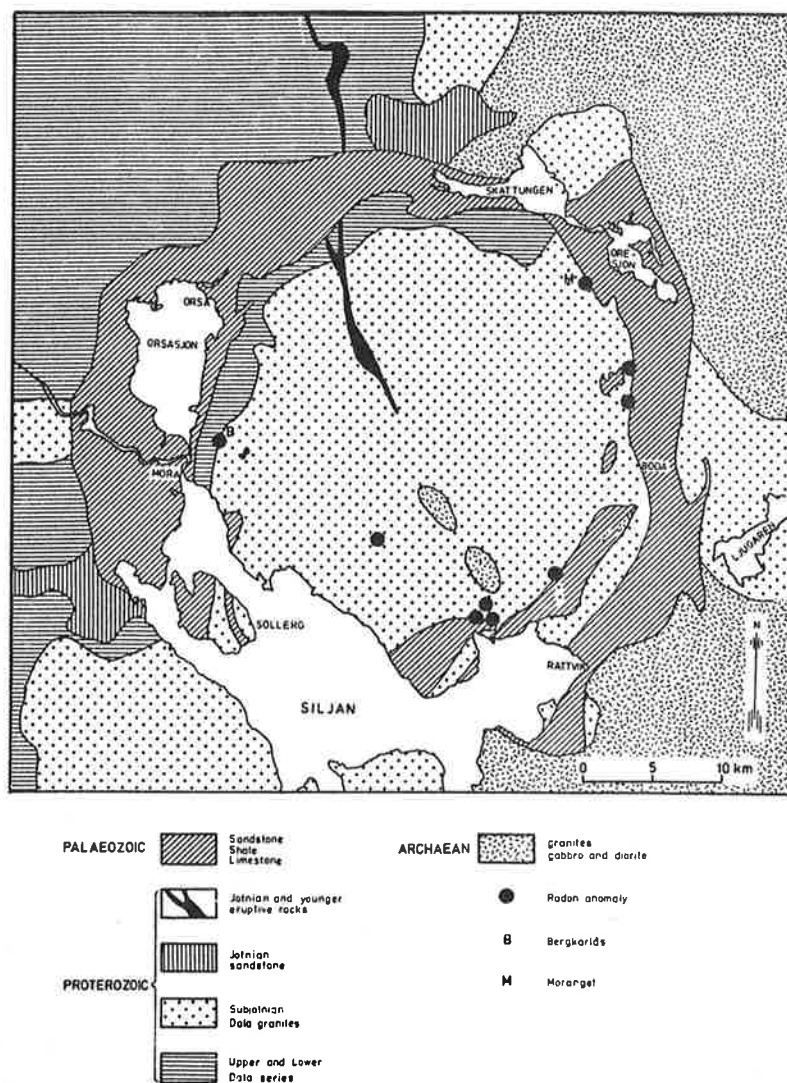
Ett svenskt djupundersökningsprojekt skulle också innebära ett markant uppsving inom olika geovetenskapliga grenar. Det skulle ge den geologiska grundforskningen unika möjligheter att studera vårt lands djupare berggrundssammansättning. Det skulle också öppna dörrarna för ett fördjupat vetenskapligt och tekniskt samarbete med flera nationer. Sverige skulle bli internationellt uppmärksammat och ett betydande intresse skulle komma att riktas mot projektet, både vad geovetenskap och teknik beträffar. Det skulle t ex kunna ge betydande bidrag till det 1982 startade internationella litosfärprojektet (ILP), som syftar till ökad kunskap om jordskorpan genom internationellt forskningssamarbete, och där Sverige deltar.

Vattenfalls djupgasstudie och dess eventuella fortsättning i form av avancerade fältundersökningar och bormingar innebär många intressanta tekniska och geovetenskapliga aspekter vid sidan av själva letandet efter gas. Inom ramen för det hittills utförda arbetet har sådana så kallade spinn off-effekter analyserats.

Exempel på **tekniska områden**, inom vilka ett svenskt djupundersökningsprojekt kan ge värdefulla lärdomar, är:

- o Ny och vidgad erfarenhet av djupundersökningar och djupprospektering i främst kristallint berg, som i många fall kan tillämpas även på sedimentärt berg.
- o Utveckling av djupbormningsteknik och dess apparatur samt mät- och loggningsinstrument.
- o Utveckling av uppföringsteknik från stora djup.
- o Utprovning av materialegenskaper för borrar m m på stora djup.

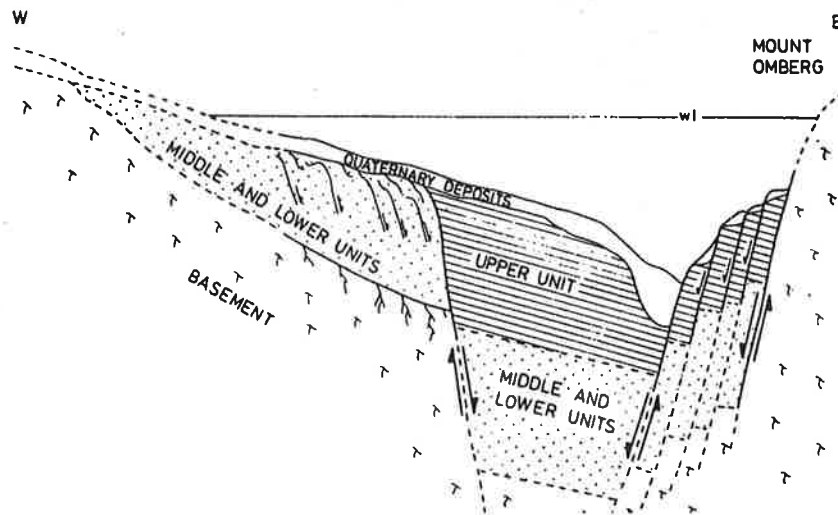
Från geovetenskaplig synpunkt kan konstateras att de områden, som under Vattenfalls djupgasstudier undersökts närmare, båda utgör exempel på värdefulla "bytesobjekt" i geovetenskapligt sammanhang: Siljansringen, fig. 9, den största nu kända meteoritstrukturen i Europa, respektive Vätternsänkan, fig. 10, som utgör en del av den stora förkastningszon som delar Sydsveriges urberg i två halvöar och fortsätter ner i Europa (Rheingraben).



Figur 9

Siljanringen, förenklad geologisk karta (efter Hjelmqvist 1966).

Simplified geological map of the Siljan Ring (after Hjelmqvist 1966).



Figur 10 Vätternstrukturen, öst-västlig geologisk sektion, förslag (efter Axberg).

Tentative geological section across Lake Vättern structure, east-west (after Axberg).

De mer **specifika vetenskapliga områden** där ett djupundersökningsprojekt ger nya lärdomar kan kort sammanfattas i följande punkter:

- o Viktiga bidrag till forskning om jordskorpans sammansättning och utveckling under prekambrisk tid kan erhållas. Berggrunden inom den Baltiska Skölden är en av nycklarna i jakten på att spåra kontinentaldrifter långt tillbaka i jordens historia.
- o De kunskaper och erfarenheter som erhålls vid djupundersökningar är av stort värde för bedömning av säkerheten vid design och konstruktionen av djupt belägna bergrum för t ex slutförvaring av radioaktivt avfall.
- o Grundvattnets förekomst, ålder och beteende på stora djup är för den geohydrologiska forskningen mycket angeläget att klargöra.
- o Djupundersökningarna har för den geotermiska forskningen en grundläggande betydelse.
- o För tolkningen av vissa malms och minerals tillblivelse och förekomst har djupundersökningar i urberget stor betydelse.
- o Från bergmekanisk synpunkt kommer forskningen på djupet att föra med sig vittomfattande spin off-effekter inom många skilda områden, bl a vad gäller minerals och bergarters beteende under stora tryck.
- o Kunskap om jordgasers uppträdande och ursprung kan komma att få användning för malmprospektering.
- o Mätningar på stora djup kan innebära möjligheter till ökad förståelse av seismiska fenomen i vårt land som t ex jordskalv.
- o Frågor kring landets radonhalt skulle kanske få sin lösning.

SUMMARY

Increasing interest is being diverted in many countries towards studying the deeper regions of the Earth's crust. Several projects involving deep-earth surveys are either in progress or being planned. The motives for these projects may be briefly summarized as follows:

- o the possibility of achieving an overall increase in geoscientific knowledge of the structure and development of the Earth's crust and mantle.
- o prospecting for valuable substances such as deep-lying oil, gas, minerals, etc.

The background to the lecture is the study currently being conducted within Vattenfall concerning the premises for the occurrence of deep-derived abiogenic natural gas in Swedish geological structures. Part of this study comprises the elucidation of interesting geoscientific aspects along with the actual deep gas concept.

The study has led to international contacts with several countries in which deep drilling projects are either in progress or planned, for example the USA, the Soviet Union, West Germany and Austria. A review is given of current activities in these countries.

Part of the lecture is also devoted to a presentation of the historical development of drilling to increasing depths. In addition, the techniques and costs of deep drilling are dealt briefly with.

Swedish projects involving deep earth surveys are considered to be important for a variety of reasons:

Deep earth surveys and drilling operations are fields of technology in which Sweden is lagging. Swedish projects will permit us to manage, evaluate and develop the extremely advanced techniques involved in connection with both measurement and drilling to great depths, with the extreme conditions met with as regards, for example, pressure and temperature. In this way we may get the opportunity to reduce the lead that many other industrialized countries have over us, which can result in export opportunities for Swedish manufacturers, contractors and consultants.

A Swedish deep-earth survey would also lead to a substantial upswing within various geoscientific fields. It would provide basic geological research with unique opportunities to study the composition of the Swedish bedrock. It would also open the door to intensified scientific and technical cooperation with a number of different countries.

REFERENSER

1. Vattenfall: Deep Earth Gas in Sweden, Background and Possible Prospects, Report January 1983.
2. Vattenfall: Premises for Deep Gas in Sweden, Seminar in Stockholm Nov 18 1983, Report January 1984.
3. Vattenfall: Deep Gas, Swedish Premises, Pilot Study. Report February 1984.
4. Sheldon Knowles R: The First Pictorial History of the American Oil and Gas Industry 1859-1983, Ohio 1983.
5. Baker R: A Primer of Oil Well Drilling, Houston 1979.
6. Stephansson O: Sveriges vandring på jorden, Stockholm 1983.
7. Ballard R: Exploring Our Living Planet, National Geographic Society, Washington DC 1983.
8. Walker B: Jordbävningar, kap 4 Platttektoniken - en seger för visionärerna, 1983.
9. Kozlovsky Y: Kola Super-Deep: Interim Results and Prospects, Episodes, Vol 1982 No 4.
10. Kozlovsky Y: Komplexes Programm für das Studium des Erdinnern, Karlsruhe 1983.
11. Tekniska attachékontoret, Svenska Ambassaden Moskva: Diverse artiklar och sammanställningar, Moskva 1983.
12. Shoemaker E M: Continental Drilling, Report of the Workshop on Continental Drilling, New Mexico 1974.
13. National Academy of Sciences: Continental Scientific Drilling Program, Washington DC 1979.
14. Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover: Kontinentales Tiefbohrprogramm, Tätigkeitsbericht 1983.
15. Bachmayer F: Erdöl und Erdgas in Österreich, ÖMV Wien 1980.
16. EG: European Geothermal Update, Third International Seminar Nov 29-Dec 1 1983, Munich 1983.

FUNNEL STORE - LAGRINGSANLÄGGNING FÖR STORA VOLYMER I BERG

Funnel Store - Underground Storage Plant for Large
Volumes of Liquids

Per-Anders Daerga, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå
Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå
Ivar Sagefors, WP-System AB, Stockholm

Inledning

Den Skandinaviska metoden att lagra olja i oinklädda horisontella bergrum uppfyller i en del avseenden ej längre de krav man har rätt att fordra av en modern lagringsteknik. Allvarliga bieffekter har under senare år uppmärksamrats, som kan återföras till en ur lagringssynpunkt olämplig rumsutformning. Den stora horisontella skiljeytan som fås mellan olja och vatten vid lagring på vattenbädd skapar en god miljö för mikrobiologisk aktivitet, vilket allvarligt kan försämra oljeprodukternas kvalitet. En stor bottenarea är också mycket svår att sanera från slam och sediment.

I en del bergrumslager har bakterieangreppen blivit så omfattande att man tvingats till att raffinera om oljan före användning. Flygfotogen är en produkt som drabbats speciellt svårt av bakterieangrepp, och som man av den anledningen ej längre kan lagra i oinklädda bergrum.

De specifika problem man idag brottas med vid oljelagring i horisontella bergrum (bakterieangrepp, slamavsättningar, förorenat spillvatten, etc) kan på ett bättre sätt angripas och förebyggas med ett vertikalt bergrum. Genom att orientera bergrummen vertikalt vinner man även en högre lagringstäthet (bättre resursanvändning) och en stabilare konstruktion som kräver mindre förstärkningsinsatser och lättare kan anpassas efter spänningstillståndet i berggrunden.

Funnel Store

Funnel Store är en berganläggning som främst är avsedd för storskalig lagring av olja och andra flytande ämnen. Lagringsanläggningen består av flera vertikala bergrum orienterade runt ett centralt pumpschakt (Fig 1). Pumpschaktet är i botten förbundet med samtliga lagringsrum. Rummen har formen av en rätvinklig triangel ställd på en spets, som får anläggningens yttre begränsningsyta att likna en tratt, därav namnet Funnel.

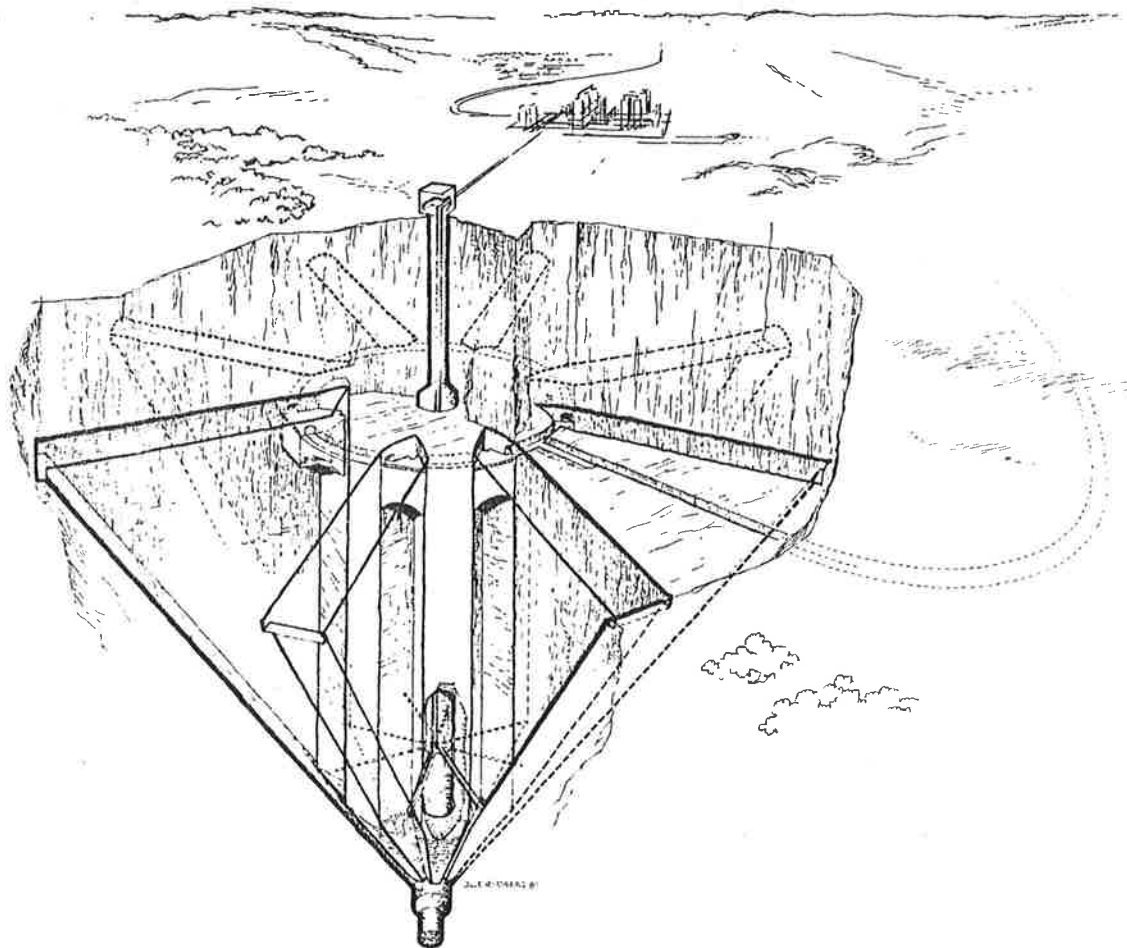


Fig 1 Funnel Store undermarkslager.
Funnel Store underground storage plant.

Lagringsanläggningen kombinerar en hög lagringskapacitet med en god lagringsmiljö för produkterna. Den mot djupet avtagande horisontella rumsarean innebär för oljelagring en avsevärd reduktion av kontakten mellan olja och vatten, och därmed även av den mikrobiologiska aktiviteten i olje-vattenemulsionen. Vattenbäddens utbredning kan här begränsas till enbart pumpschaktet (Fig 2).

Lagringsrummen blir vidare självrensande. De restprodukter som fås vid den mikrobiologiska nedbrytningsprocessen i form av bl a organiskt slam sedimenterar med produkter som fälls ut ur oljan, t ex vaxkristaller och asfaltämnen, och samlas i "sumpen" längst ner i anläggningen där det kan tas om hand och pumpas upp. All pumputrustning är installerad i schaktet som står i öppen förbindelse med samtliga lagringsrum.

Drivningstekniskt innebär byggandet av Funnel Store en tillämpning av grovhålstekniken. I korthet kan anläggningen tänkas byggas enligt följande:

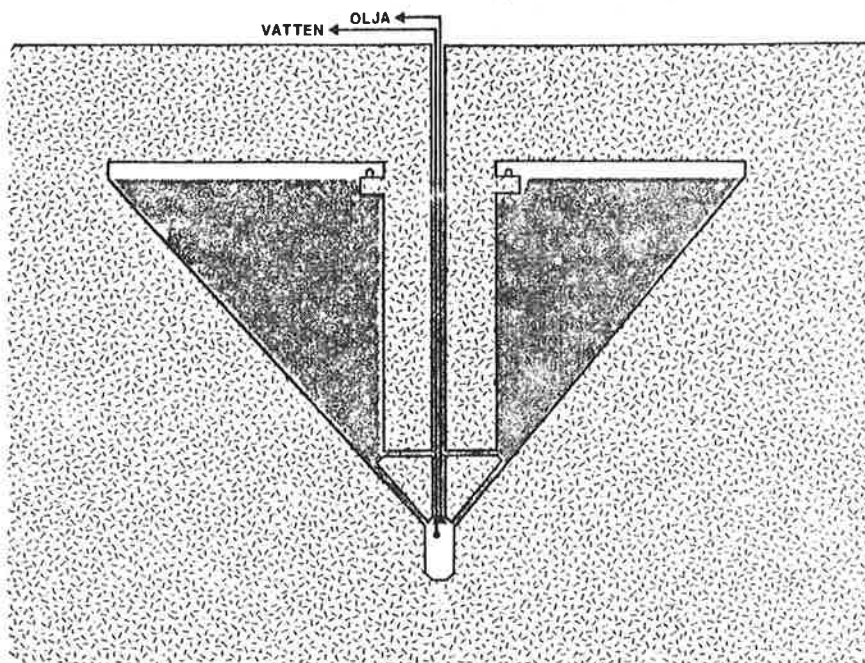


Fig 2 Vertikalsektion av Funnel Store med fyllda rum.
Vertical section of Funnel Store with filled caverns.

En ramp drivs från dagen nedåt och runt den blivande lagringsanläggningen (Fig 3). När rampdrivningen kommit i nivå med de blivande rummens takparti drivs en horisontell fältort in mot det centrala bergpartiet, och därifrån i en cirkel till de inre rumsgavlarna, varifrån sedan borrh nivåerna tillreds. Fältorterna drivs sedan på lämpliga nivåer bestämda av den pallhöjd man valt allt eftersom rampdrivningen fortskrider mot anläggningens botten. Parallellt med rampdrivningen pågår även sänkning av pumschaktet etappvis nedåt med exempelvis fullborrningstekniken.

Efter att tillredningen är slutförd och skipanläggningen är installerad vidtar själva utbrytningen. Rummen delas in i skivor (pallar) som från respektive borrh nivå borrar upp med vertikala nedåtriktade långhål och sprängs etappvis nedifrån. Det lossprängda berget rasar mot rummets botten och passerar genom det donlägiga rasschaktet ner till en pålastningsstation i schaktbotten varifrån berget slutligen uppfordras med skip.

Efter det att utbrytningen startat kan de olika enhetsoperationerna ske oberoende av varandra, vilket betyder en rationell utbrytning med möjligheter att tidsmässigt kompensera för den relativt långa tillredningsperioden.

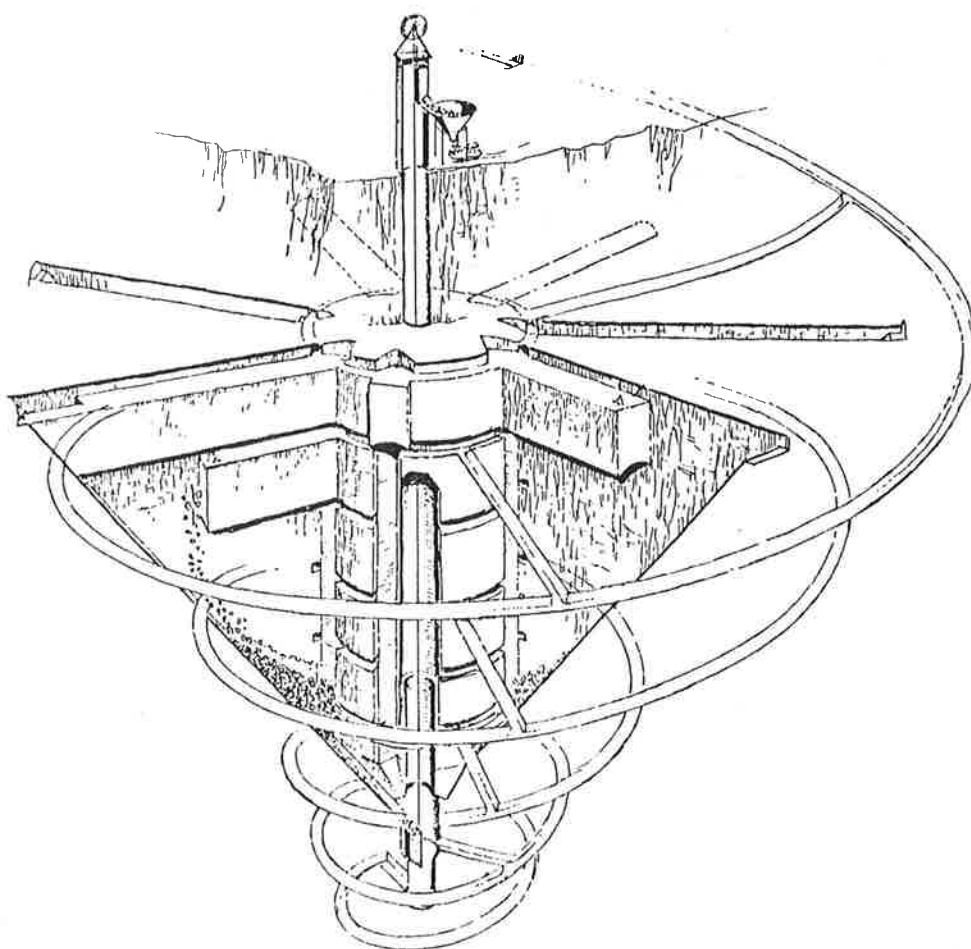


Fig 3 Principskiss över rampläge, fältorter och borrhivåer under byggnadsskedet.

Principal view over ramp, horizontal drifts and drilling levels during excavation.

FEM-analys av Funnel Store

En Finit Element-analys har utförts av Funnel Store för att öka kunskapen om hur man bäst bör utforma och arrangera bergrummen med avseende på det primära spänningstillståndet i berggrunden. FEM-beräkningarna har utförts på LuH:s Nord 500 Dator med programvaran FEMP, Nilsson et al (1981).

En anläggning om åtta (8) bergrum med en lagringskapacitet på 4.0 milj m^3 har inledningsvis studerats med två stycken 2-dimensionella FEM-modeller; En horisontal- och en vertikallmodell. En linjärelastisk, isotrop och homogen materialmodell har använts. De elastiska materialparametrarna har givits värden motsvarande en normal granitisk berggrund:

Elasticitetsmodul, $E = 50 \text{ GPa}$

Poisson's tal, $\nu = 0.2$

Densitet, $\rho = 2.65 \text{ t/m}^3$

Två olika rumsformer med sinsemellan relativt stora geometriska olikheter har undersökts (Fig 4). En rumsform med konstant spännvidd och en kilformad inre rums-gavel har jämförts med en rumsform med ökande spännvidd och cirkulära gavlar. Rumsvolymen är 500.000 m³ för båda rumsutförandena.

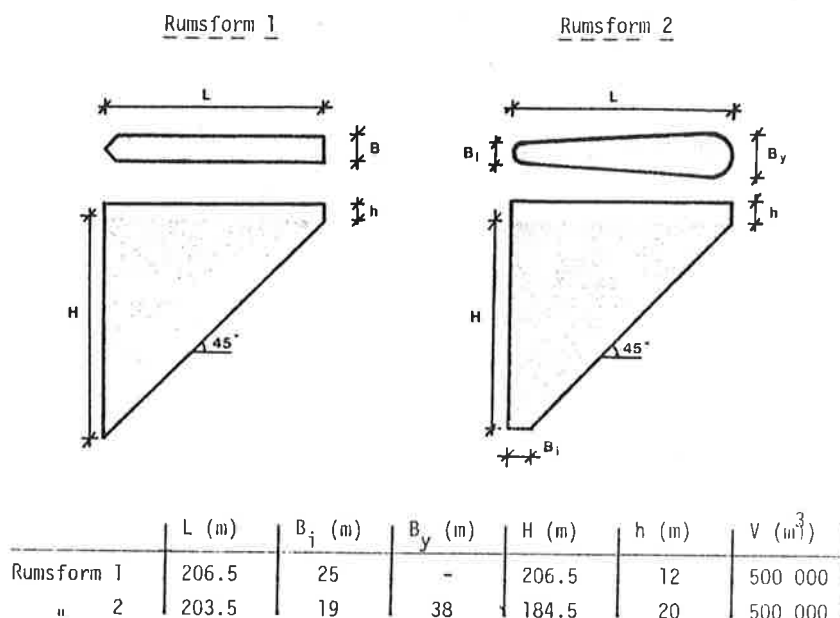


Fig 4 Undersökta rumsformer med FEM-analys.
Examined cavern design with FEM.

Horisontalmodellen (Fig 5) har förlagts till anläggningens taknivå där den horisontella rumsarean är störst. Modellens symmetri har utnyttjats vid analysen. Vertikalmodellen som är ännu konservativare än horisontalmodellen har av den anledningen endast använts för jämförande studier av två alternativa utformningar av bergrummens bottenparti.

Det primära spänningstillståndet har också varierats. Anläggningens respons på ett isotropt och ett anisotropt primärspänningstillstånd har studerats för respektive rumsform.

Isotropt lastfall

$$\sigma_x = 8.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 8.8 \text{ MPa}$$

Anisotropt lastfall

$$\sigma_x = 8.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 17.6 \text{ MPa}$$

De horisontella primära spänningarna har förutsatts öka linjärt enligt sambandet: $\sigma_h = 6 + 0.05 Z$ (MPa), där Z är det vertikala avståndet från markytan i meter. Formeln är baserad på verkliga fältmätningar i samband Näsledenprojektet, Leijon et al (1981).

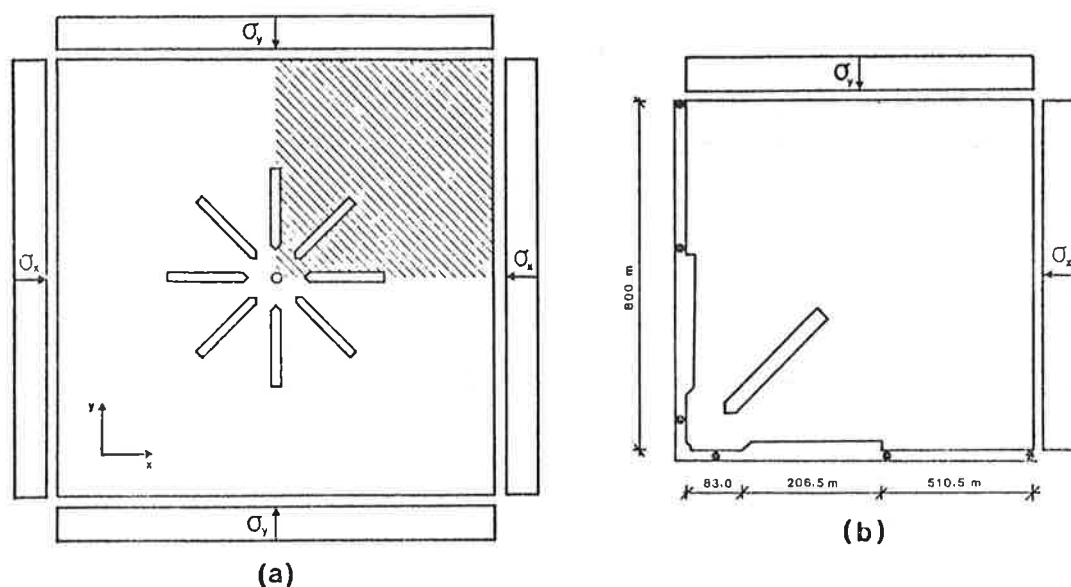


Fig 5 Horizontal FEM-modell.
Horizontal section of a FEM model.

Resultat av FEM-analysen

Spänningstrajektorierna "fångas" vid utbrytningen upp av bergrummen och kanaliseras in mot centrum under det att spänningsnivån successivt byggs upp till dubbla det primära spänningstillståndet i anläggningens centrum. Det primära spänningstillståndet återspeglas alltså i det sekundära spänningstillståndet, som något förenklat kan sammanfattas i följande tre punkter:

- Spänningstillståndet inom det centrala bergpartiet mellan schakt och rum fördubblas.
- Spänningskoncentrationer fås kring rumsgavlar och pumschakt med största beloppen vid de inre rumsgavlarna.
- Nära enaxiellt spänningstillstånd uppstår i bergpelarna mellan rummen.

För det isotropa lastfallet ökar spänningarna till ca 17-18 MPa inom det centrala bergpartiet, vilket är 2 gånger den primära spänningarna. De högsta spänningskoncentrationerna återfinns vid de inre rumsgavlarna där de uppgår till 40 MPa (4.5x) (Fig 6). Båda gavelformerna ger samma spänningsförhöjning.

Vidsträckta dragspänningsområden uppträder även för båda rumsformerna i de mellanliggande bergpelarna (Fig 7).

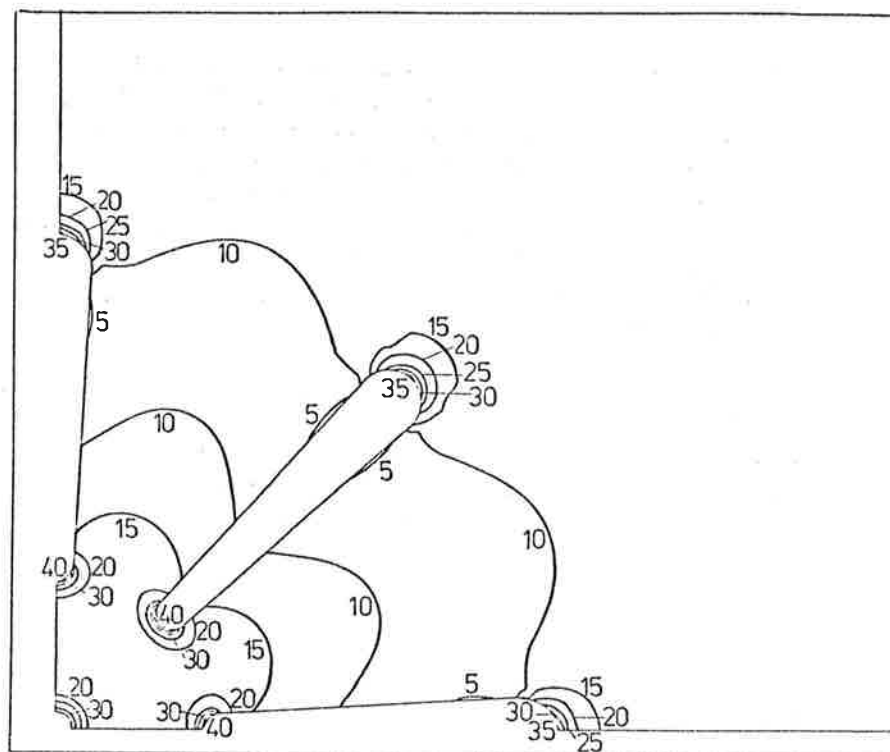


Fig 6 Isoliner för största huvudspänningen (σ_1) vid isotropt lastfall, rumsform 2.

Isolines for the major principal stress (σ_1), isotropic stress field and cavern shape 2.

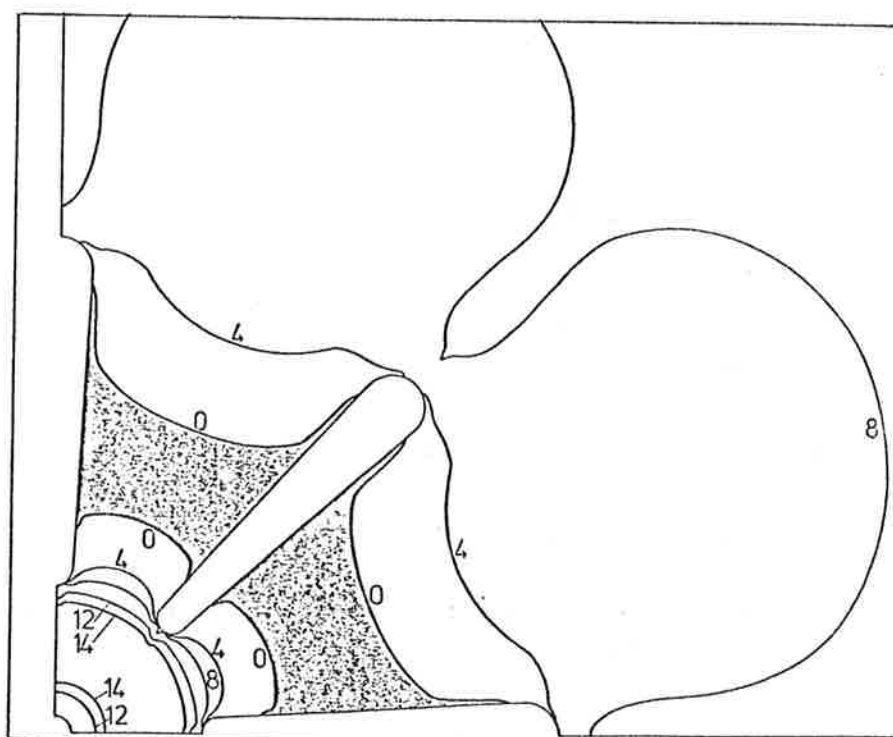


Fig 7 Isoliner för minsta huvudspänningen (σ_2) vid isotropt lastfall, rumsform 2. Dragspänningsområdena har rasterats.

Isolines for minor principal stress (σ_2), isotropic stress field and cavern shape 2.

Områdenas stora utbredning kan verka oroväckande, men dragspänningsnivån är låg - maximalt 0.5 MPa i områdets mitt. Spänningsnivån sjunker sedan för att vid rumsväggarna vara noll. Den cirkulära gavelformen blir helt igenom tryckt, vilket skapar goda förutsättningar för valvverkan. Den kilformade gavelformen är däremot ej lika gynnsam. Lokala dragspänningszoner bildas på ömse sidor om gavelspetsen med relativt höga spänningsnivåer, som mest 6.0 MPa.

Det isotropa lastfallet ger en symmetrisk deformationsbild med måttliga deformationer. Båda rumsformerna deformeras likartat och ungefär lika mycket. Den axiella kompressionen blir 15 mm och konvergensen mellan väggarna blir som mest 40 mm vid rumsmitt (Fig 8).

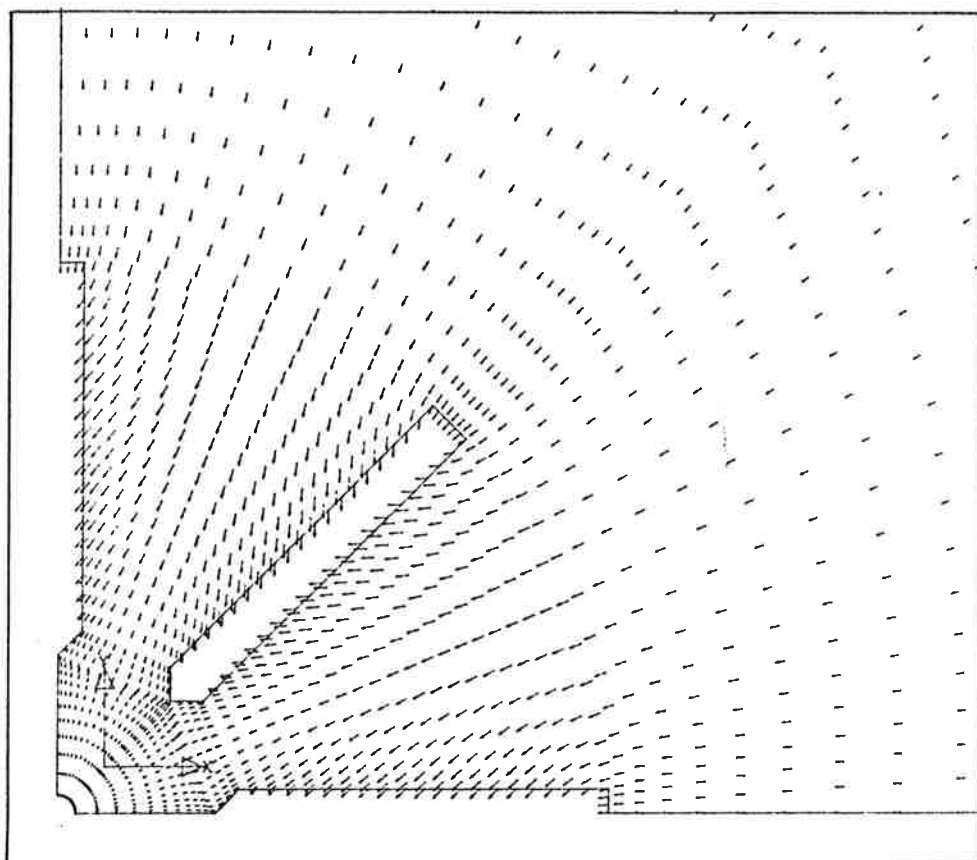


Fig 8 Förskjutningsvektorer för rumsform 1, isotropt lastfall.

Displacement vectors for cavern shape 1, isotropic stress field.

Vid det anisotropa lastfallet är rumsorienteringen i förhållande till den största primärspänningen av stor betydelse för spänningstillståndet och deformationsbilden. Spänningskoncentrationerna kring de mest ansträngda inre rumsgavlarna mer än fördubblats till beloppet. De vidsträckta dragspänningsområdena kvarstår nästan oförändrade, däremot har spänningsnivån ökat och då i synnerhet utefter det rum som är orienterat vinkel-

rätt mot den största primära huvudspänningen. Dragspänningarna kring de kilformade rumsgavlarna har ökat kraftigt medan den cirkulära gavelformen fortfarande är tryckt.

Utvärdering

Resultaten från FEM-analyserna har utvärderats med ett brottkriterium för att lättare kunna fastställa lokalisering och utbredning av potentiella brottzoner. Hoek and Browns empiriska brottkriterium har här tillämpats, Hoek and Brown (1980). Brottkriteriet beaktar sambandet mellan huvudspänningarna och bergkvaliteten enligt:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_3 \sigma_c + s \sigma_c^2}$$

σ_1 = största huvudspänningen vid brott

σ_3 = minsta huvudspänningen vid brott

σ_c = enaxiell tryckhållfasthet för intakt borrhärna

m och s = materialkonstanter

För det isotropa lastfallet (Fig 9) har två olika bergkvaliteter undersökts enligt Hoek and Brown's klassificering. De rasterade områdena anger de potentiella brottzonernas utbredning för respektive bergkvalitet.

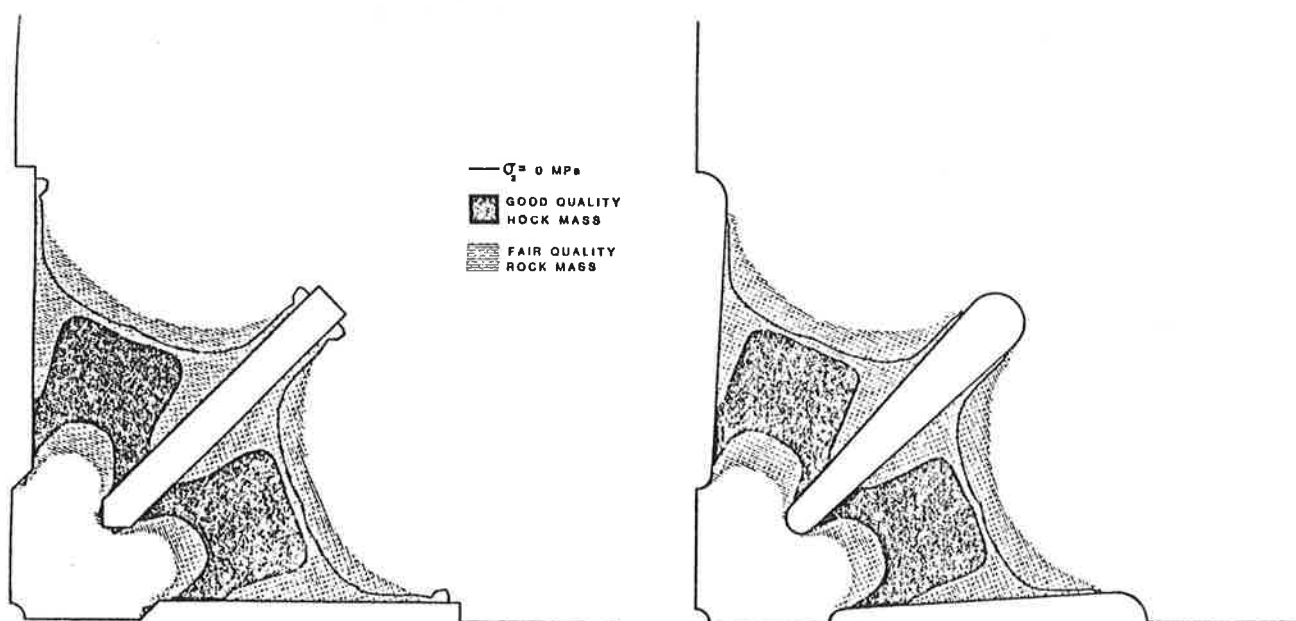


Fig 9 Potentiella brottzoner enligt Hoek and Brown's brottkriterium, isotropt lastfall.

Potential failure zones according to the Hoek and Brown failure criterion, isotropic stress field.

De områden där den största sannolikheten för stabilitetsproblem föreligger visar sig vara de mellanliggande bergpelarna och i viss mån de inre rumsgavlarna. Mest intressant är de potentiella brottzonernas utbredning utmed rumsränderna. För bergkvaliteten "good quality" överskrids berghållfastheten längs en 40 meter lång sträcka för båda rumsformerna med början just utanför de inre rumsgavlarna. För bergkvaliteten "fair quality" överskrids berghållfastheten efter i stort sett hela rumslängden. En tydlig skillnad framträder mellan de inre rumsgavlarna; Den kilformade gavelformen är klart ogynnsammare än den cirkulära.

De potentiella brottzonernas betydelse för stabiliteten är svårt att generellt bedöma. För hårt berg kan enligt Hoek and Brown två principiellt olika instabiliteter ske: Spänningsinducerade brott, respektive strukturkontrollerade brott. Den först nämnda instabilitetstypen förutsätter höga spänningsnivåer (> 60 MPa) inom de potentiella brottzonerna för att bli aktuell. Sådana spänningsnivåer uppträder ej för det isotropa lastfallet och endast lokalt kring de inre rumsgavlarna för det anisotropa lastfallet. De instabiliteter som mest sannolikt uppträder beror alltså på de geologiska strukturerens typ, orientering och frekvens.

Alternativa utformningar

För isotropa berggrundsförhållanden är en radiell rumsorientering från pumschaktet den bästa lay-outen (Fig 10a). Bergrummens storlek och antal bestäms då av erforderlig lagringsvolym och bergkvalité. Antalet rum bör från bergmekanisk synvinkel ej understiga fem (5). Den radiella lay-outen kan även behållas för anisotropa primärspänningstillstånd. På det djup under markytan det här är frågan om har spänningarna moderata absolutbelopp.

En asymmetrisk utformning (Fig 10b) kan emellertid övervägas om förhållandet mellan de primära spänningarna är stort, $\sigma_1/\sigma_2 > 2$, eller om berggrunden karakteriseras av en kraftigt dominerande sprickgrupp.

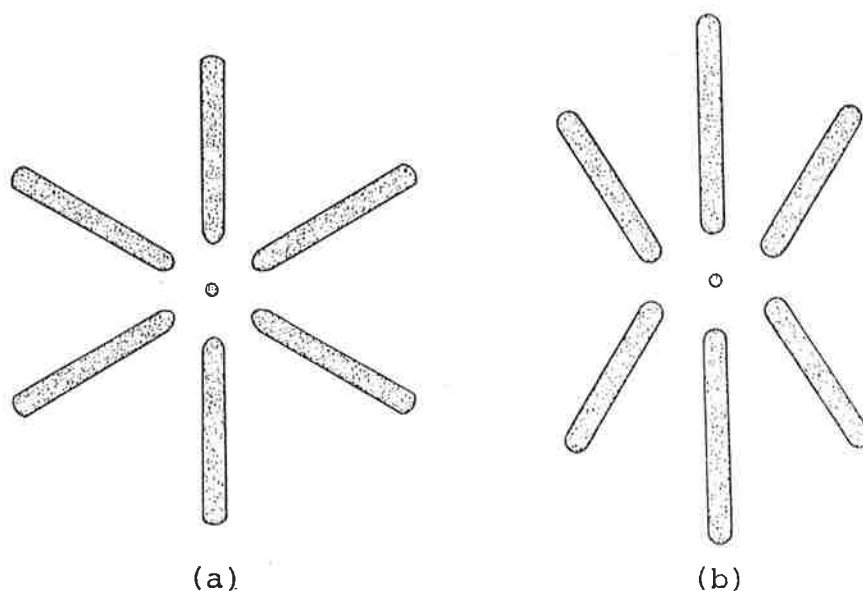


Fig 10 Alternativa utformningar. (a) isotropa berggrundsförhållanden. (b) anisotropa berggrundsförhållanden.

Principal lay-outs. (a) isotropic rock conditions. (b) anisotropic rock conditions.

Tillämpning på Brofjorden

Med utgångspunkt från den allmänna FEM-analysen har en applikation gjorts till Brofjorden på Västkusten som ett alternativ till ett planerat men ej byggt oljelager. Det planerade, konventionella lagret består av fyra (4) parallella bergrum med en lagringskapacitet på 1.6 milj m³. Bergrummets spännvidd är 20 meter. Funnel Store lagret har givits motsvarande lagringsvolym. Bergrummens antal och spännvidd är också detsamma som för det konventionella lagret (Fig 11).

Den valda platsen utgörs av en långsmal bergplint med en nordostlig-sydvästlig utsträckning och som på ömse sidor omges av tektoniska zoner. De skuggade områdena utgör berg i dagen.

Berggrundsförhållandena inom det aktuella området är goda med en låg sprickfrekvens. Det primära spänningstillståndet har på bergrumsnivån uppmätts till 17.0 respektive 8.5 MPa och är orienterat enligt spänningsskorset i Fig 11 längst ner till höger. Inom bergplinten kan också särskiljas två huvudspricksystem med orientering enligt rosdiagrammet.

Bergplintens geometri styr här orienteringen av det konventionella oljelagret. Den högre lagringstätheten hos Funnel Store medger en gynnsammare orientering med avseende på det primära spänningstillståndet. Bergrummen har vinklats upp mot den största huvudspänningen för att balansera spänningarna och få en någorlunda likformig deformationsbild.

Suggested site for a Funnel Store plant at Brofjorden. The original oil storage planned with horizontal caverns has also been marked.

De potentiella brottzonerna som här uppträder kan inte sägas vara något specifikt för just Funnel Store. Liknande brottzoner uppträder även längs väggarna för vanliga horisontella berggrum. Eftersom spänningsnivåerna är låga inom zonerna är det som redan nämnts främst strukturkontrollerade instabiliteter som kan förväntas.

Förstärkningen av sådana instabiliteter kan även för Funnel Store utföras med konventionella förstärkningsmetoder.

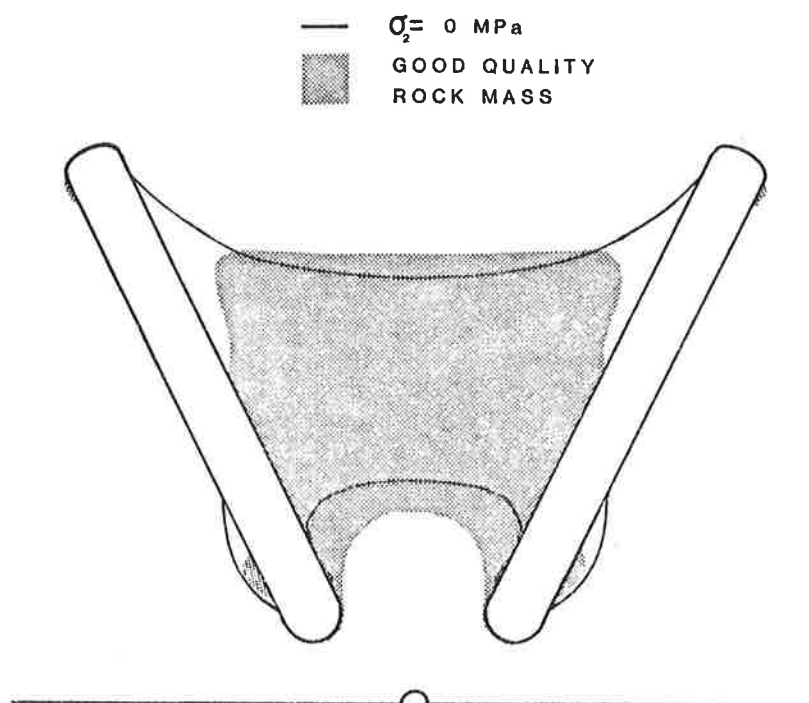


Fig 12 Potentiella brottzoner efter Hoek and Brown för Brofjorden.

Potential failure zones for Brofjorden with application of the Hoek and Brown failure criterion.

Sammanfattning

Funnel Store-konceptet och resultatet av den utförda FEM-analysen som här beskrivits kan sammanfattas i följande punkter:

- Funnel Store förenar en hög lagringskapacitet med en god lagringsmiljö. Kontaktytan mellan olja och vattenbädd kan begränsas till ett minimum.
- Lagringsrummen kan brytas med en rationell brytningsmetod och med tillämpning av grovhålstekniken.
- FEM-analysen visar att för förekommande bergspänningar fås inga onormala belastningar och förskjutningar i berget.
- En tillämpning av Funnel Store på oljelagring i Brofjorden visar att lagringsanläggningen är bergmekaniskt likvärdig med vanliga horisontella berggrum.

Referenser

- Daerga, P-A. 1983. Funnel Store. Storskalig lagringsanläggning i berg - En FEM-analys. Examensarbete 1983:078 E. Högskolan i Luleå, Luleå.
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1980. Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Leijon, B., Carlsson, H. and Myrvang, A. 1981. Stress measurements in Näsliden mine. In: Jones and Stephansson (Ed) Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Nilsson, L., Oldenburg, M., Larsson, H. and Persson, M. 1981. FEMP - An interactive graphic Finite Element program for small and large computer systems - Användarmanual. Högskolan i Luleå, Luleå.
- Roffey, R., Norqvist, A. and Edlund, A. 1983. Microbial problems in connection with long term storage of petroleum products. National Defence Research Institute (FOA 4), Division of Microbiology, Umeå.

Summary

Several underground oil storage plants in Sweden have encountered operational problems mainly due to microbial activities in the water-bottom. The microorganisms degrade hydrocarbons in the oil which can affect the quality and make the product corrosive. Furthermore, horizontal caverns can cause difficulties with sludge deposition from heavy products such as heavy crudes. The economic significance of these problems is steadily growing.

The above mentioned problems which is due to the large oil-water surface can be more adequately handled with a vertical cavern design, and without changing the principal of the storage. Vertical caverns offer also a better stability, which is of great importance in regions with fair or poor rock conditions.

Funnel Store is a new type of storage facility based on vertical caverns and particularly aimed for storage of large volumes of oil and other liquids (Fig. 1). A vertical section of the plant in operation is shown in Fig. 2, and the excavation technique employed in Fig. 3.

A FEM-analysis has been performed of Funnel Store, in this case equipped with eight (8) caverns and a storage capacity of 4.0 millions m³. Two geometrically different cavern shapes have been investigated (Fig. 4). A 2-dimensional horizontal FEM-model (Fig. 5) has been used together with a vertical FEM-model. Selected results from the FEM-analysis can be seen in Figs. 6, 7 and 8. The results have been evaluated by the use of

Hoek and Brown's failure criterion, where zones of potential failure are shown in Fig. 9 for the case of a symmetrical stress field.

Depending on the rock conditions two principal lay-outs can be chosen (Fig. 10). For isotropic rock conditions a symmetrical configuration with equal sizes of the caverns is the best lay-out (a). For adverse anisotropic rock conditions an asymmetrical lay-out can be chosen (b).

Finally, a Funnel Store with a storage capacity of 1.6 million m^3 has been applied at Brofjorden on the West-coast of Sweden as an alternative to a planned conventional storage plant. The particular site selected can be seen in Fig. 11 with the two types of the facilities showed. Potential fracture zones of a Funnel Store is shown in Fig. 12. The FEM-analyses indicate that from a rock mechanics point of view Funnel Store is equally as good as horizontal caverns.

AVSLUTNING

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

Det är glädjande många som varit kvar ända till slutet av denna ganska långa dag. Jag skall tacka er för det genom att göra min avslutning kort och endast framföra ett varmt tack för alla goda insatser från alla medverkande - föredragshållare, ämnesordförande och diskussionsdeltagare samt inte minst Menachem Finkel, vår nye BeFo-medarbetare, som i det tysta gjort ett mycket gott arbete i förberedelserna för årets Bergmekanikdag.

