

BeFo

Bergmekanikdag 1983

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 27 JANUARI 1983**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm January 27 1983**

Redigerad av Tomas Franzén och Annica Nordmark

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1983**

INNEHALLSFÖRTECKNING

	<u>sid.</u>
<u>Aktuell bergmekanisk verksamhet</u>	1
Forskningsdir, tekn lic Sten Bjurström Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm	
<u>Intryck från sprutbetongkonferens i Paipa, Colombia</u>	7
Civ ing Tomas Franzén, BeFo	
 FÖRUNDERSÖKNINGAR OCH UPPFÖLJNING	 11
<u>Mellanhålsseismik:</u>	
• <u>Dagsläge i Norden</u>	13
Docent Heinz Thurner, Geodynamik AB	
• <u>Testmätningar med mellanhålsseismik i Otanmäki Gruva</u>	15
Chefsgruvgeolog Ole Lindholm, Rautaruuki Oy	
• <u>Mellanhålsmätningar i Forskningsgruvan i Kiruna</u>	21
Civ ing Matts Gustavsson, Tekn dr Hans Israelsson, Civ ing Sven Ivansson, Bergsing Per Morén, Fil dr Jörgen Pihl, FOA, Tekn lic Bengt Stillborg, Stiftelsen Svensk Gruvforskning	
 <u>Membranspräckning - en ny metod för bergspänningsmätning</u>	 35
Prof Ove Stephansson, Högskolan i Luleå - LuH	
 <u>Diskussion</u>	 47
Inlägg av Sten G A Bergman, Sven Ivansson, Tor Hagerman, Bengt Stillborg, Heinz Thurner	
 <u>Majesprojektet i Peru - förundersökning-prognos-verklighet</u>	 49
Civ ing Gunnar Nord, AB Skånska Cementgjuteriet	
 <u>Dokumentation av Hårsprångets gamla vattenkrafttunnel</u>	 59
Avd dir Jüri Martha, Statens Vattenfallsverk	

	<u>sid.</u>
<u>Limhamstunneln - en två kilometer lång tunnel i sedimentär kalksten i Sverige</u>	67
Tekn dr Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB	
<u>Uppföljning av injekteringsarbeten i tunnlar. Samband mellan bergförhållanden och tätningsresultat</u>	81
Fil lic Kai Palmqvist, BERGAB	
<u>Diskussion</u>	99
Inlägg av Nils Tegner, Kai Palmqvist, Carl-Olof Morfeldt, Tomas Franzén, Tor Hagerman, Ove Stephansson, Sten G A Bergman, Heinz Thurner, Björn Monsén, Sten Brännfors, Sten Bjurström, Gunnar Nord	
BERÄKNINGAR OCH BYGGANDE	105
<u>Stabilitetsberäkningar för gruvor</u>	107
Prof Raimo Matikainen, Docent P. Särkkä, et al, Tekniska Högskolan i Helsingfors	
<u>Stabilitetsprognos för Näslidengruvan</u>	119
Civ ing Torgny Borg, Högskolan i Luleå, Dipl ing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB	
<u>Bergrum med 30 m spännvidd. Bergmekaniska aspekter i samband med projektering och byggande</u>	131
Fil lic Torbjörn Hahn, Conswede AB	
<u>CLAB - centralt lager för använt bränsle</u>	155
Bergsing K Eriksson, VIAK AB, Docent Kennert Röshoff, LuH, Fil dr R Stanfors, Lunds Universitet	
<u>Diskussion</u>	169
Inlägg av Rasa Benedik, Torbjörn Hahn, Pekka Särkkä, Norbert Krauland, Harry Larsson, Sten G A Bergman	
<u>Cylindriska silos som kollager i grafitförande gnejs</u>	171
Bergsing Rasa Benedik, TYRENS, Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund, Prof Hans Helfrich, Enebyberg, Civ ing Gunnar Nord, AB Skånska Cementgjuteriet, Tekn dr Håkan Stille, KTH	

	<u>sid.</u>
<u>Branta och höga slänter i unga sediment i Tunisien</u>	191
Civ ing Anders Claesson, AB Skånska Cementgjuteriet	
<u>Diskussion</u>	199
Inlägg av Jüri Martna, Gunnar Nord, Håkan Stille, Sven Inge Johansson	
BERGET SOM VÄRMELAGER	201
<u>Jämförelser mellan tre metoder för storskalig värme- lagring i berg</u>	203
Prof Ulf Lindblom, Hagconsult AB och Chalmers Tekniska Högskola	
<u>Bergmekaniska erfarenheter från Avestalagrets initial- uppvärmning</u>	219
Docent Göran Rehbinder, BeFo	
<u>Diskussion</u>	237
Inlägg av Hans Hydén, Ulf Lindblom, Bengt Stillborg, Gunnar Nord, Jonas Norin	
BILAGA	
Svenska Bergmekanikgruppens årsredogörelse för år 1982	

AKTUELL BERGMEKANISK VERKSAMHET

Current activities in Sweden in the field of rock engineering

Forskningsdir, tekn lic Sten Bjurström
Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm

Jag ber att få hälsa deltagarna till 1983 års bergmekanikdag hjärtligt välkomna. Vi är i år ca 290 st, vilket är ett glädjande gott deltagande.

Bergmekaniken och angränsande geo-discipliner (geområden) har under 1982 präglats av det ökande internationella bergbyggandet, energibyggnad i mark för traditionell och ny energi samt strävan att snabbt utveckla nya och ekonomiskt mer konkurrenskraftiga gruvbrytningssystem.

Volymen brutet berg var visserligen mindre än tidigare 1982 men satsningar på FoU, nya verksamheter och utlandsmarknader har krävt stora satsningar i branschen.

Inom gruvområdet kan vi konstatera att exporten av järnmalm blev ca 13 Mt och brytningen 17 Mt, den lägsta sedan 1949. Utsikterna för 1983 är också dystra då man räknar med mycket lågt kapacitetsutnyttjande vid Europas stålverk (ca 50%) och hård konkurrens.

För metallgruvorna inom t ex Boliden AB är situationen ljusare, även om det är rätt käryt när det gäller basmetallerna koppar, zink och bly. Det går dock runt. Guld och silver lämnar avsevärda tillskott vid komplexmalmbrytning och man har i år brutit 16 Mt malm. Nästa år räknar man med en ca 5% ökning och kommer att passera järnmalmsbrytningen.

Det kan vara intressant att notera detta; i press, radio, TV men också i mer seriösa sammanhang sättes det ofta likhetstecken mellan förhållandena för järnmalm och svensk gruv- och mineralindustri.

Därmed menas inte att det inte är käryt och t ex industrimineral såsom cement har fått känna av den låga byggverksamheten. Å andra sidan ökar förbrukning av miljökalk o dyl.

Byggverksamheten och särskilt det expansiva samhällsbyggandet är i avtagande och marknaden är svag. Läget är dock bättre i Sverige än i många andra länder. Några samhälleliga satsningar av betydelse har ännu ej beslutats men det bör bli en del bergbyggande vid förnyelse och underhåll av våra stadskärnor och för kommunikationer.

Inom energiområdet börjar de nya energiplanerna och forskningen att sätta sina spår och det har lossnat lite grand. Det är dock långt kvar till ett mer omfattande byggande.

Planerade satsningar på kol, energihushållning och inhemsk energi torde dock så småningom ge möjlighet för en hel del byggande inom bergsektorn; primärt för nya produktions- och distributionsanläggningar men också, sekundärt, för omfattande värmeutvinning och värmelagring i mark om dessa visar sig vara ekonomiskt konkurrenskraftiga. Resultat från de senaste årens forskning och experiment tyder på att tekniken håller.

Kan man pressa kostnaderna för t ex värmelager kan det bli en hel del byggande; annars tar möjligen alternativen över. Intresset är dock stort hos många kommuner och en mängd projekt inom området markvärme provas idag.

Under året har en stor del av branschens verksamhet varit inriktad på utlandsmarknaden. Eftersom byggverksamheten är låg i så gott som hela världen är konkurrensen mycket hård om de få objekt som finns. Trots detta råder en viss tillförsikt inför framtiden och framgångar har noterats; inom bergområdet främst när det gäller vattenkraft.

Det internationella samarbetet har ökat inom forskningen. Stora insatser sker även från företagets sida när det gäller information och marknadsbearbetning. Statsmatkerna utreder och stöder verksamheten bl a via forskningsfonderna och högskolorna ser över sina kursplaner och organisationsformer.

Under året har byggnadsbranschens behov av forskning setts över bl a har BFR granskats av Mundebo och Byggnadsindustrin har beslutat att bilda en egen forskningsfond för produktionsinriktad FoU-verksamhet.

BERGTEKNISKT UTVECKLINGSRARBETE

Om vi börjar med BeFo; basen för verksamheten är ramprogrammet. Nu aktuellt program för tiden 1981-1983 omfattar ca 25 projekt, varav de flesta är i "full gång". Härtill kommer en rad sk sårprojekt och sekretariatverksamhet för internationella organisationer. Verksamheten och utgivna rapport m m är på sedvanligt sätt redovisat i vår årsberättelse.

En viktig del av BeFos verksamhet har rört energiområdet och utnyttjande av marken som källa och lager för värme. Bl a har forskningsanläggningen i Avesta, där BeFo deltar vid sidan av Vattenfall, nu - efter 1 år av uppvärmning - börjat leverera resultat. Forskningsprogrammet för det större berglager, som byggts i Uppsala av UKAB med SCB som entreprenör har organiserats inom ramen för BeFos verksamhet och samordnats med Avestastudien.

BeFo, SveDeFo och Stiftelsen Svensk Gruvteknik (dvs forskningsgruvan) har inom Svenska Gruvföreningens ram gått in som huvudmän i ett australiensiskt FoU-projekt beträffande sprängprocessen (AMIRA-projektet). En del av fältförsöken kommer att äga rum i forskningsgruvan i Luossavaara och de andra vid gruvor i Australien. Totalprojektet är ca 10 milj och svensk satsning blir ca 2, varav 1,3 milj är kostnader i Sverige.

Mycket av BeFos verksamhet rör internationellt byggande. I det stora projektet Undermarksbyggande i svagt berg har ett 40-tal personer varit engagerade under året och i vår presenteras rapporter från etapp 1.

Genom STU och andra organ utnyttjas BeFo i internationella samarbeten med flera länder. Tillsammans med Vattenfall har BeFo deltagit i ett mindre symposium i Kina om bergbyggande och vattenkraft. I Kina inleder man nu ett intensivt vattenbyggnadsprogram bl a med Världsbanksmedel och man har en önskan om internationell assistans åtminstone på specialistplanet.

Ramprogrammet för verksamheten vid SveDeFo har setts över under året och givits en något mer internationell inriktning, såväl när det gäller detoniken som bergbrytningen. Man arbetar med

- a) sprängteknik för massbrytning
- b) sönderbrytning i sedimentberg
- c) nedåtriktad kratersprängning
- d) luftföroreningar vid sprängning

SveDeFos nya sprängkammare har blivit väl installerad i Vinterviken och fungerar bra. Verksamheten är liksom för BeFo redovisad i en lättläst årsberättelse som kommer ut lite senare i vår.

Verksamheten vid Forskningsgruvan och Stiftelsen Svensk Gruvteknik är nu i full gång med brytningen. LKABs besvärliga situation hotar verksamheten och det krävs extra statsmedel för att fullfölja planerna. Idag tror man att detta stöd kommer att beviljas.

Högskolan i Luleå har under året genomfört omfattande forskning inom det bergtekniska området. Forskningen vid högskolan avser att tillfredställa långsiktiga kunskapsbehov för svensk gruv- och berganläggningsindustri. Vid avdelningen för bergteknik har man under året arbetat med mekanisk bergfragmentering (fullborrning), grovhålsbrytning (styckefallsberäkning och initieringsteknik) samt kontinuerlig lastning och avgasrening. Avdelningen har under året utexaminerat sina två första tekn dr i bergteknik-fullborrning och lastsystem.

Avdelningen för bergmekanik har ett 20-tal större bergmekaniska projekt under bearbetning. De rör deformationsegenskaper, styrka och sprickutbredning i bergarter och berg under olika förhållanden (tryck, temperatur), metoder för och genomförande av bergspänningsmätning bl a medels hydraulisk spräckning, bergförstärkning, energilagring samt beräkningsmetoder med numeriska modeller.

Avdelningen för vattenbyggnad är huvudansvarig för forskningsprogrammet för det stora borrhålsvärmelager som idag byggs i Luleå av Luleå Energiverk med stöd av BFR.

Verksamheten vid KTH-jord- och bergmekanik har rört forskning kring numeriska modeller, bl a har JOBFEM-programmet redovisats i en rapport och man är beräkningsmässigt engagerad i beräkningar för bl a Avestalagret. Man har varit engagerad i fältmätningar bl a för ett kollager i berg samt anläggningar inom totalförsvaret samt haft ansvar för förstärknings- och stabilitetsdelar i BeFos projekt "Undermarksbyggande i svagt berg".

Vid Chalmers institution för geoteknik har man arbetat vidare med frågor kring blockfyllda bergrum. Institutionen för geologi arbetar i ett flertal projekt med frågor kring bergarters löslighet i vatten av olika temperatur och har nyligen påbörjat ett projekt tillsammans med BeFo kring geohydrologiska förundersökningar. En rad geologiska frågeställningar med anknytning till markvärme behandlas i flera grupper vid CTH bl a av jordvärme-gruppen.

Tekniska högskolan i Lund och dess avdelningen för geoteknologi deltar i de arbeten som nu pågår med att utvinna geotermisk energi.

Härutöver sker stora FoU-insatser hos många andra grupper i Sverige. Särskilt inom energisektorn arbetar en rad konsultföretag och institutioner med olika frågeställningar kring energiutvinning och lagring i mark. De flesta av dessa många projekt finansieras av BFR. Vattenfall bedriver ett eget omfattande program kring värmepumpar och solvärme samt lagringsfrågor.

Förenings- och kommittéverksamhet

IVAs Undermarksgrupp har som viktig uppgift att informera planerare och beslutsfattare inom kommuner och myndigheter om undermarksalternativens möjligheter. I år har bl a trafikfrågorna i Stockholm diskuterats.

Gruppen är också nationalorgan för ITA-International Tunneling Association. ITAs årsmöte ägde rum i Brighton och Sverige var väl representerat i General Assembly och i kommissionerna. Årsmötet 1983 äger rum i Warszawa, Polen i anslutning till konferensen "Underground Works - Man - Environment".

Verksamheten är beskriven i en årsberättelse som kan rekvireras från sekretariatet, vilket är förlagt till BeFo.

Verksamheten inom Svenska Bergmekanikgruppen - ISRM National Group har bestått i insatser vid ISRMs årsmöte i Aachen samt förberedelser för nästa världskongress i Australien 1983 och det svenska symposiet i Abisko om "Rockbolting". Det finns en årsberättelse tillgänglig i foajén.

Byggnadsgeologiska Sällskapet - BGS har under året arrangerat en rad föredragsaftnar. Teman har varit energi, förundersökningar (prognos-verklighet) samt ett byggnadsgeologiskt nordiskt möte i Uppsala.

I egenskap av nationalorgan för IAEG var sällskapet representerat vid världskongressen i Indien. Nästa årsmöte äger rum i september 1983 i Portugal i samband med konferensen "Engineering geology and underground construction".

Av andra viktiga händelser inom vårt område som ägde rum 1982 vill jag nämna FN-seminariet "Subsurface Utilizations in Developing Countries". Mötet ägde rum på Teknorama i Stockholm i oktober och samlade ett 20-tal u-landsrepresentanter och ett stort antal exper-

ter. Syftet var att presentera och pröva frågor kring undermarks-
teknik som lösning på en del u-landsproblem, som förberedelse
för ämnets behandling i FNs naturresurskommitté under våren 1983.
Med FNs måttstock var det ett mycket lyckat möte. På svensk sida
var UD och Handels- och Industridepartementet ansvariga och BeFo
teknisk arrangör.

Under 1983 arrangeras ett stort antal symposier och kongresser
inom geområdet. Följande kan nämnas:

Möten och konferenser

Internationella möten i Sverige:

- . BFR m fl, "Subsurface Heat Storage in Theory and Practice"
6-8 juni 1983, Stockholm
- . LuH, Gruvforskningen, "Mining with Backfill"
7-9 juni 1983, Luleå
- . LuH m fl, "Rock Fragmentation"
22-26 augusti 1983, Luleå
- . ISRM/NG-S, LuH, BeFo, "Rockbolting"
28 aug - 2 sept 1983, Abisko

Övriga

- . ISRM, "5th Int Congress on Rock Mechanics"
10-15 april 1983, Melbourne
- . ISRM/NG-F m fl, "Soil and Rock Investigation by In-situ
Testing, 18-20 maj 1983, Paris
- . NOT-ITA, "Underground Works-Man-Environment"
16-19 maj 1983, Warszawa
- . EUROTUNNEL 83 (RETC, USA 13-15 juni)
21-24 juni 1983, Basle, Schweiz
- . ISETH-IGB, "Field Measurements in Geomechanics"
5-8 sept 1983, ETH Zürich
- . IAEG, "Engineering Geology and Underground Excavations"
12-15 sept 1983, Lisbon

INTRYCK FRÅN SPRUTBETONGKONFERENS I PAIPA, COLOMBIA

Short report from shotcrete conference in Colombia, sept 1982

Civilingenjör Tomas Franzén, BeFo

U S Engineering Foundation arrangerade i september 1982 sin fjärde konferens på temat Shotcrete for Underground Support. Efter två konferenser i USA valde man att 1978 hålla ett möte i S:t Anton för att särskilt få den s k nya österrikiska metoden väl belyst. Förläggningen av 82 års konferens till Colombia var bl a motiverad av att man där de senaste åren utfört flera stora tunnelprojekt i Anderna med svåra bergförhållanden under stora bergtäckningar och därmed höga tryck och utpräglade "squeezing conditions". I flera fall har det där, precis som i Alperna, visat sig nödvändigt att använda "flexibla" förstärkningssystem, där sprutbetongen utgör ett viktigt element, i stället för kraftiga stålbågar eller grova betongkonstruktioner. Intressanta exempel från sådana arbeten redovisades bl a av Alberto Marulanda, Ingetec Consulting Engrs, Bogota.

En av sessionerna leddes av Terence Mc Cusker, amerikansk konsultnumera, men med lång erfarenhet från entreprenadbranschen. Mc Cusker provocerade auditoriet något genom att påminna om att sprutbetong i sig inte är något undergörande medel för bergförstärkning. Det är bara ett sätt att applicera betong på en bergyta och betongs egenskaper är vi ju ganska väl förtrogna med. Han påpekade också att den övervägande delen av all sprutbetong är överksam som förstärkning och alltså onödig, liksom att man vid dåligt berg och höga bergtryck inte kan hejda pågående deformationer enbart med ett tunt sprutbetongskikt.

I stort sett kan man naturligtvis instämma i dessa konstateranden från en man med gedigen erfarenhet från praktisk verksamhet och i varje fall acceptera dem som provokation inför ett auditorium, där många kanske hyser en något oreflekterad tro på sprutbetongens inneboende förmåga och har att introducera den här tekniken på marknader där sprutbetong ännu inte är ett så välkänt begrepp.

Större delen av dagens åhörare känner dock till att sprutbetongtekniken rymmer flera specifika fördelar i jämförelse med gjuten betong. Dock är det inte dessa nog så intressanta spörsmål som jag skall ägna mig åt i det här inlägget. Dock är det intressant att nämna att den intrikata frågan om samverkan mellan sprutbetong och berg inte heller vid den här kongressen fick sin lösning och inte heller diskuterades i nämnvärd omfattning. Och det må kanske vara - dessa problem hör kanske mera hemma vid bergmekaniska möten än vid ett specialmöte om sprutbetong. Det är trots allt berget som är den bångstyriga kontrahenten i parförhållandet berg-sprutbetong.

Nå, vad avhandlades då?

Några "case-histories" beskrev misslyckanden - och det är alltid intressant - man får inte ofta del av sådana rapporter. Det gällde bl a ett par fall då man tillämpat den s k nya österrikiska metoden, NATM. Det ena fallet gällde Münchens T-bana, där man länge med framgång har använt NATM även för tunnlar mycket nära markytan, men sedan det gått rutin i tekniken fick man plötsligt en total kollaps med vatteninbrott o s v. Man hade fått felaktiga ingångsparametrar efter en bristfällig förundersökning och varit alltför djärv när man valt säkerhetsfaktor med hänsyn till aktuell bergtäckning. Efterföljande utredningar visade också klart att säkerhetsfaktorn varit under ett.

Ett annat fall gällde vägtunnlar i Jugoslavien där man inte alls förstått att följa de grundläggande principerna för NATM, som trots allt inte bara innebär att man använder sprutbetong - som en del tycks tro - utan bygger på en särskild filosofi när det gäller samverkan mellan berg och förstärkning.

Man visade också stort intresse för den presentation jag gjorde av undersökningarna av femtio år gammal sprutbetong i Höljebro (presenterade vid bergmekanikdagen 1979). Det visar sig att det även internationellt finns mycket lite av sådan dokumentation av äldre sprutbetongarbeten.

Några ytterligare exempel på sprutbetong som permanent förstärkning gällde VA- och vattenkrafttunnlar men också ett fall i Schweiz där man nyligen färdigställt sin första permanentsprutade järnvägstunnel - Furkatunneln. Detta väckte visst uppseende och man var intresserad att höra vilka inspektionsrutiner som då ansågs nödvändiga. Svaret var att man dagligen gick genom tunneln för att konstatera att allt var i sin ordning. Därmed inte sagt att det endast var sprutbetongen som krävde tillsyn, denna rutin skulle sannolikt ändå tillämpats. Det kan vara av intresse att jämföra med vår T-bana och jag ser fram emot en rapport över de noggranna uppföljningar av sprutbetongens kondition som jag vet pågår.

Många tillverkare av tillsatsmedel fanns på plats och man talade om acceleratorer med fördelaktiga egenskaper. Bland annat hade man tagit fram icke alkaliska och icke frätande produkter, alltså mer arbetsmiljövänliga än konventionella acceleratorer. Ett av dessa medel sades också leda till en betydligt mindre minskning av sluthållfastheten än vanligt. Och man påstod också att reduktionen inte var större än vad som kunde förklaras av att man fick mindre återslag och därmed en lägre cementhalt, alltså en så att säga naturlig förklaring.

Det talades inte så mycket om stålfibrer - det borde haft mer plats. En kemist från SIKA visade dock en extremt kort fiber, bara 4-5 mm lång och 3 hundradels mm tjock. Man kunde hålla höga fiberhalter och fick en mycket hög sluthållfasthet men ett utpräglat sprött brott! Och det är ju inte vad vi är ute efter med vårt sätt att se på sprutbetong som bergförstärkning - vi brukar förorda ett segt brott! Men för hög slitstyrka t ex i störtschakt kanske det här kan vara något.

Det här var några få axplock ur vad som föredrogs. I programmet ingick också studiebesök vid ett par av de tunnlar, som ska höja kapaciteten på Bogotas vattenförsörjnings- och avloppssystem. Här rådde tydliga "squeezing conditions" på några avsnitt där man arbetade under upp till 1.000 m bergtäckning. Det visade sig att experter på österrikiska metoden hade klara uppfattningar om vilka fel man hade gjort när man fem år efter utsprängningen fortfarande hade tunnlar som konvergerade med en cm i månaden.

Världen ligger alltså öppen för dem som har en god insikt i bergmekaniken och inte bara är skickliga på att spruta betong med höga kapaciteter. Det finns för all del experter i Latinamerika också men de är inte så många!

Till sist kan nämnas att konferensen försiggick i en fri och avspänd atmosfär och att man planerar att fortsätta med ett nytt möte om några år någon annan stans i världen. Bland annat var man intresserade av Skandinavien som ett tänkbart alternativ och jag tror att vi i så fall skulle ha en hel del att ge, bl a när det gäller våtsprutning och fibrer.

Liksom från tidigare shotcretekonferenser kommer proceedings att publiceras inom något år.

SUMMARY

A short report is given from the fourth US Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support, held in Paipa, Colombia, September 1982.

50-60 attendants from 17 countries discussed cases where shotcrete was used as permanent lining, some failures and experiences from tunnelling in difficult ground partly also under high rock pressures.

Proceedings will be published and a new conference in this series is planned to be arranged in another three or four years. One proposal was to hold this meeting in Scandinavia, where for example experience of wet mixed shotcrete and fibre reinforcements would be of certain interest.

Förundersökningar och uppföljning

MELLANHÅLSSEISMIK - DAGSLÄGE I NORDEN

Cross Hole Seismics - Present Situation in the Nordic Countries

Docent Heinz Thurner, Geodynamik AB, Stockholm

Mellanhålsseismik, - eller med det engelska uttrycket "cross hole seismics" - är en geofysisk undersökningsmetod med i huvudsak följande syfte:

1. Utnyttjande av dyrbara borrhål för mera information
2. Kartering av bergmassans egenskaper mellan borrhålen
3. Reducering av borkkostnader genom dels minskning av kärnboringar och dels utnyttjande av hammarboring

Användningsområden för mellanhålsseismik är i stora drag följande:

A: Förundersökning

Ett avstånd av 10-50 meter mellan borrhålen möjliggör en förundersökning omkring tunnlar eller bergrum, en lokalisering av restmalmer eller vattenförande sprickzoner samt slutligen en bedömning av stabiliteten hos underjordsanläggningar.

Malmprospektering samt förundersökningar för bergrum som är avsedda för kraftverk, lager- eller skyddsrum kräver ett borrhålsavstånd av 25-150 meter.

Mellanhålsseismik med stora avstånd mellan hålen, dvs 200-1000 m, används i samband med förundersökning för vatten-, väg- och järnvägstunnlar samt vid lokalisering av bergrum för förvaring av aktivt avfall.

B: Skadetektering

De kortaste avstånden mellan borrhål (0.8-2.0 m) används normalt endast för FoU-ändamål.

Borrhålsavstånd mellan 2-20 m utnyttjas för detektering av sprängskador.

Utveckling och användning av mellanhålsseismiken inom Norden bevakas av en internordisk gruvseismik-kommitté. Kommitténs ordförande är Ole Lindholm från Rautaruukki Oy i Finland. Kontaktmännen är i Norge dr Björn Nilssen vid Geologiska Institutionen vid NTH i Trondheim samt dr Tor Lasse By vid Institutt for Fjellsprengning i Oslo. Kontaktmännen i Sverige är dipl.ing. Kauno Kangas, BeFo och docent Heinz Thurner, Geodynamik AB, Stockholm.

I Finland används mellanhålsseismik huvudsakligen för lokalisering av restmalmer, prospektering och lokalisering av större sprickor. Det senare med avseende på dels säkerheten i underjordsanläggningar och dels förvarning om vattenförande zoner. Tekniken bygger på att excitera såväl kompressions- som skjuvvågor och registrera deras utbredning med hjälp av triaxial-accelerometrar i intilliggande borrhål. Både exciteringsanordning och mätsonden fastspänns i borrhålet vid mättillfället med hjälp av expanderanordning. Utvärdering sker med hjälp av en tomografimodell där såväl rak som böjd strålgång utnyttjas. Redovisning av mätresultat sker i form av plankartor med nivåkurvor som avgränsar zoner med olika seismiska gånghastigheter. För närvarande finns en mätutrustning i Finland.

I Norge har mellanhålsseismiken tidigare använts dels för seismisk klassificering av berggrund och dels för förundersökning för berganläggningar på land och under vatten. Dessutom pågår FoU-verksamhet vad gäller Shock-vågor fortplantning i berg med avsikt att kunna detektera sprängskador. Vid den praktiska tillämpningen använder man "first arrival-tekniken" och vad gäller FoU-mätningar på korta avstånd har man studerat signalerna huvudsakligen med avseende på vågparametrar. Vid mätningarna användes sprängladdningar som exciteringskälla, geofoner och triaxialgivare som mottagare och ett fyrkanaligt digitalt system för registrering och utvärdering av mätsignaler.

I Sverige avser man att använda mellanhålsseismiken för såväl sprickdetektering som för djupprospektering och förundersökningar i samband med förvaring av aktivt avfall. Mätprincipen omfattar separat excitering av kompressions- och skjuvvågor, digital registrering av mätsignalerna med hjälp av flerkomponentgivare, digital analys av signalförloppen med en definition av vågparametrar, utvärdering med hjälp av tomografimodell och presentation i form av nivåkurvor med zoner för olika gånghastigheter. För närvarande finns utrustning för laddningar med riktad sprängverkan, flerkomponent-geofonkedjor för simultanregistrering i olika punkter i samma borrhål och rutiner för parameterextraktion ur signalförlopp och tomografiutvärdering. Ett 24-kanaligt digitalt datainsamlings- och analyssystem tillverkas för leverans till Forskningsgruvan i Kiruna under hösten 1983.

TESTMÄTNINGAR MED MELLANHÅLSSEISMIK I OTANMÄKI GRUVA

Crosshole seismic tests at Otanmäki Mine

Chefsgruvgeolog Ole Lindholm, Rautaruukki Oy, Uleåborg

Inom ramen för det nordiska gruvforskningssamarbetet pågår i Finland ett projekt SEISMIK I BORRHÅL. Det ingår i BMF:s forskningsprogram. För själva utvecklingsarbetet ansvarar Geotek Oy. Testmätningarna är gjorda i Otanmäki gruva i områden med känd geologi.

Projektets första etapp, som blev färdig 1982 hade ekonomiskt stöd av NIF och gjordes i samarbete med Geodynamik AB. Den andra etappen av projektet har påbörjats. Finlands Handels- och Industriministerium deltar i finanseringen.

Jag skall här i korthet berätta om den utrustning och metodik, som är framtagna vid Geotek Oy och om de resultat, som uppnåtts vid testerna i Otanmäki gruva.

Mätutrustningen

Exitering av seismisk signal

Den seismiska signalen exiteras med hjälp av en sändare som kan fixeras på önskat djup i borrhålet. (Fig. 1) Hammaren, som drivs av en spiralfjäder, slår mot ett städ, som förmedlar slaget ut i berget i form av P- och S-vågor. En accelerometer på städet ger signal för tidreferens.

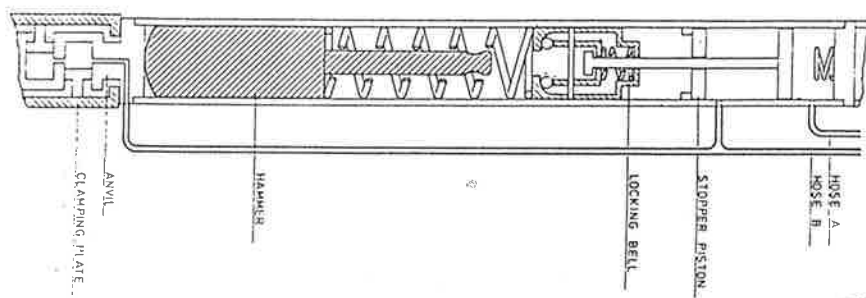


Fig. 1 Exiteringsanordning för borrhål
Schematic drawing of the borehole exiter

Sändaren fastspännes i hålet och hammaren laddas hydrostatiskt. En hydraulslang-el-ledningkombination förbinder hammaren med pump och annan utrustning utanför borrhålet. Hammarens slag kan upprepas varje 20 - 30 sek. tills säkra mätresultat erhålles.

Mottagande och registrering av signalen

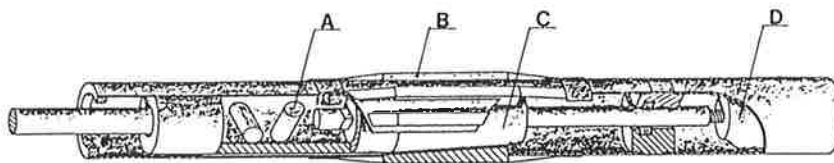


Fig. 2 Triaxial mottagarsond för borrhål
Schematic drawing of the triaxial receiver probe. A- Accelerometers, B-Expander cage, C-Expander cone, D-D.C. Motor

Mottagarsonden (Fig. 2) innehåller tre ortogonalt placerade accelerometrar, varav en är i sondens (borrhålets) riktning. De två andras orientation i förhållande till vertikalplanet registreras med en inklinometer. Denna ortogonala uppställning gör, att den inkommande signalens riktning kan bestämmas. Likaså kan man särskilja P och S vågornas ankomst med större säkerhet. Sonden fastspännes på önskat djup med en elektriskt driven expander.

Registreringen gjordes i analog form på 7-kanalers laboratoriebandspelare. Lyckade prov är dock redan gjorda med ABEM Terraloc seismograf, som har digital registrering.



Fig. 3 Registreringen gjordes med provisorisk laboratorienutrustning i analog form
Signal registration using laboratory equipment

Resultatbehandling och tolking

Resultatbehandling

Den första målsättningen har varit att producera en karta visande de seismiska vågornas hastighetsfördelning i berget.

Den seismiska signalen går dock inte lineärt från sändare till mottagare. För att ta i beaktande krökta signalbanor, fordras synnerligen arbetskrävande algoritmer. Det är därför nedlagt mycket arbete på att utveckla enklare databehandlingsmetoder. Principen för den förenklade beräkningsrutinen är att göra hastighetsfördelningskartan i flere faser. Den första fasen utgår från lineär signal. I de följande faserna antages att signalen inom ett visst hastighetsområde är lineär, men kröks vid gränsen mellan områden med olika hastighet.

Tolking av resultat

Hastighetsfördelningskartan ger som sådan en uppfattning om bergpartiets bergmekaniska kvalitet. Vid slutgiltig tolkning bör naturligtvis även annan kunskap från borrhämnor, geologisk kartering, andra geofysikaliska metoder osv. tas i beaktande.

Om mätningen göres så, att sändare och mottagare är i samma borrhål, kan man av resultatet beräkna den dynamiska E-modulen för bergpartiet. Då det är fråga om så här stora volymer, kan den dynamiska E-modulen användas vid stabilitetsberäkning.

En egenskap, vars inverkan vi ännu inte hunnit studera, är bergarternas anisotropi. Vi vet, att mätt i olika riktningar, kan gångtiden i samma bergart variera tiotals procent. Problemet kommer att lösas.

Det har här främst varit tal om den seismiska signalens gångtid och hastighetsfördelning. Den seismiska signalen innehåller emellertid en massa annan information, som tills vidare lämnas obeaktad.

Testmätning

Testmätningarna i Otanmäki gruva gjordes dels för att testa metod och instrument och dels för att jämföra erhållna resultat med områdets kända geologiska strukturer.

Mätningarna gjordes i horisontala borrhål $\varnothing$ 46 mm och det maximala gångavståndet var 50 m. Skissen 4 visar en förenklad kartsnitt över området mellan borrhålena.

Hastighetsfördelningsberäkningen baserar sig på ca 300 registrerade signaler. P- och S-vågorna kunde särskiljas i de flesta av dem.

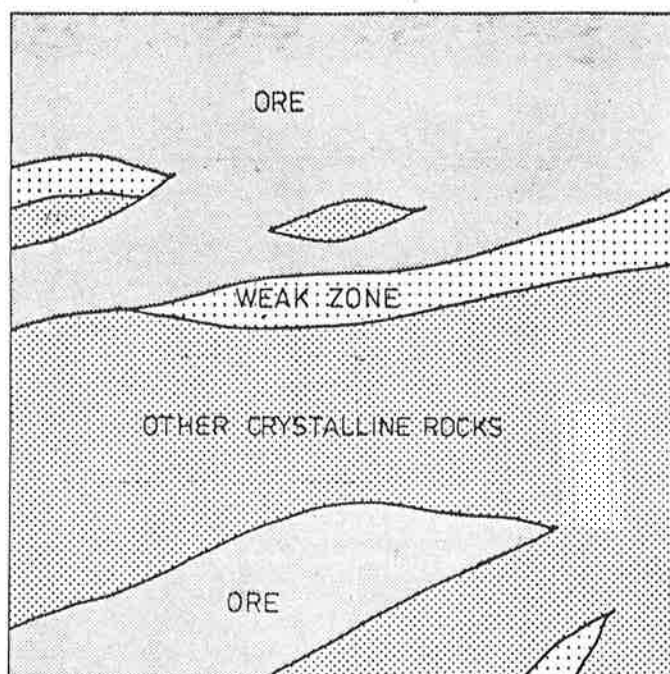


Fig. 4 Kartskiss över testområdet
Geology of the test area

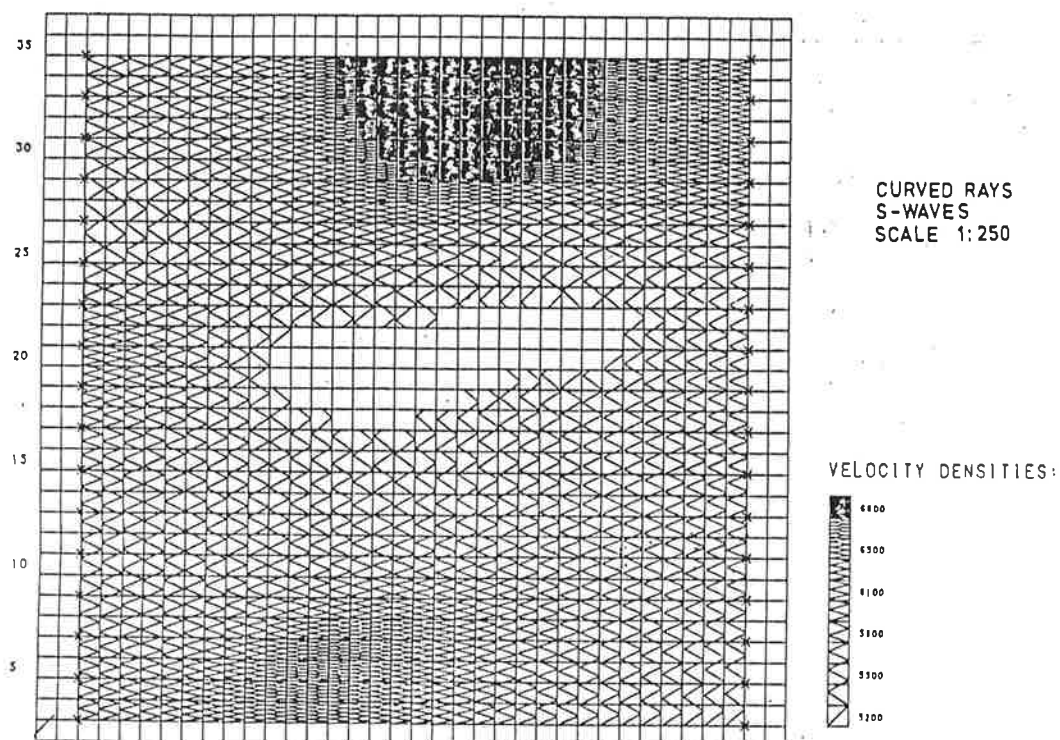


Fig 5 S-vågens hastighetsfördelning i testområdet
Tomographie processing, S-waves

Malmkropparna ger höga hastigheter för såväl P- som S-vågorna men för andra bergarter kunde inte (som förväntat var) ses någon större skillnad.

Skissen 5 visar S-vågens hastighetsfördelning. Den korrellerar tämtigen väl med den kända geologin.

Framtidsplaner

Det är mening att inom den närmaste framtiden få färdig en fältduglig (gruvtålig) utrustning för seismiska mätningar i borrhål $\varnothing$ 46 mm eller större. Med denna utrustning skall det mätas i ett flertal områden med i detalj känd, men olika geologi. Resultaten skall användas för utveckling, finslipning och kalibrering av beräknings- och tolklingsmetoder. De skall även ge möjlighet till utformning av nya praktiska arbetsmetoder och för teoretiska betraktelser. Det mesta är ännu ogjort inom området seismik i borrhål.

Summary

A project associated with an Internordic development programme is proceeding in Finland. The first stage of the project "Crosshole Seismic Investigation" is now ready and prototype equipment has been constructed for drill hole measurements.

A spring-driven bore hole hammer clamped on required depth excites P- and S-waves into the rock. (Fig. 1) A sensor on the anvil gives signal for time reference.

The receiver probe (Fig. 2) contains three orthogonally positioned accelerometers. The relation to vertical plane is indicated by a clinometer.

Measured data were recorded by using a multichannel analog tape recorder and other laboratory equipment (Fig. 3).

A tomography computer routine has been developed to construct velocity structure maps for P- and S-waves (Fig. 4 and 5).

The velocity structure map is used for interpretation of the mechanical quality of the rock and to identify structures affecting underground construction works. It is also possible to measure in situ elasticity modules which are necessary for stability calculations.

In the next stage the project will develop final field- (mine-) proof equipment for cross hole seismic investigation with digital recording. Measurements with this equipment will be made in areas with well-known geology. The results will be used for development of interpretations and for further research.

MELLANHÅLSMÄTNINGAR I FORSKNINGSGRUVAN I KIRUNA

Crosshole measurements at the Research Mine in Kiruna

Matts Gustavsson, FOA, Stockholm

Hans Israelson, " "

Sven Ivansson, " "

Per Morén, " "

Jörgen Pihl, " "

Bengt Stillborg, Forskningsstiftelsen Svensk Gruvteknik, Kiruna

1. Bakgrund

Vid FOA:s institution för tillämpad seismologi bedrivs sedan ett par år verksamhet med mellanhålsmätningar för att undersöka och utveckla denna tekniks möjligheter att bestämma den geologiska strukturen mellan två borrhål. Det hittills genomförda arbetet har skett på uppdrag av Programrådet för radioaktivt avfall (PRAV) och Svensk Kärnbränsleförsörjning AB (SKBF/KBS) som också finansierat detsamma.

Inom ramen för denna verksamhet genomförde FOA ett mätförsök i Forskningsgruvan i Kiruna. Kiruna-försöket bedömdes på förhand speciellt intressant eftersom det mot bakgrund av tidigare försök skulle ge ökad erfarenhet i följande avseenden

- geologin i gruvan var relativt väl känd, vilket medgav viktiga jämförelsemöjligheter
- seismiska signaler kunde genereras i båda borrhålen
- rumsskalan skiljde sig mot tidigare mätningar, nu med 165 m mellan borrhålen och 50 m djupa hål

Mätningarna genomfördes i juni 1982.

2. Geologisk situation

I Figur 1 visas den grundläggande geometrin för den del av Forskningsgruvan i vilken försöket genomfördes. De vertikala borrhålen, 50 m djupa och med ett inbördes avstånd av 165 m, är belägna ca. 300 m under markytan. De har en diameter av 56 mm samt är vattenfyllda och omantlade. Som ses i Figur 1 ligger de vidare på ömse sidor om en malkropp, vilken har formen av en tunn (20-25 m) skiva som skär igenom området med en vinkel av ca 60° mot horisontalplanet. Det finns också två orter vilka i grov approximation löper horisontellt i samma vertikalkplan genom borrhålen och vinkelrätt mot malkroppen. Dessa orter är belägna på 320 respektive 370 m:s nivå.

Baserat på E-modul och densitetsvärden erhållna från undersökningar av borrhärlor har förmodade hastigheter för seismiska P-vågor i de relevanta bergarterna beräknats. Värdena redovisas i tabell 1.

3. Försökets utförande

I de båda borrhålen genererades mikroexplosioner (10 g) på varierande djup för att alstra seismiska signaler. Ett speciellt utförande av skotten möjliggör en mycket noggrann tidsbestämning av själva explosionsögonblicket. För att minimera skadegörelsen på borrhålens väggar var laddningarna noggrant centrerade och skott undveks på platser längs hålet där borrhålsloggen hade indikerat sprickbildningar. Genomförandet av mikroexplosionerna gjordes av Staffan Berglund och Rune Hank vid FOA:s institution för explosivämnen.

Signalerna från explosionerna registrerades via 14 geofoner utplacerade längs en linje mellan borrhålen i orten på 320 meters nivå (Figur 1). Mer precist framgår geofonernas lägen av strålgångsdiagrammet i Figur 2. Geofonerna fastsattes i borrhål (diameter 8 mm, djup 70 mm) i ortens väggar. Endast en komponent, vertikal eller horisontell, mättes vid varje läge. Valet bestämdes av utseendet av ortväggens yta vid respektive plats.

Beträffande de skott som utfördes i hål R1 registrerades signalerna även av en "array" av borrhålsgeofoner placerad i hålet R2. Arrayen bestod av tre element med separationsavstånd 10 m. Låsning skedde vid olika djup, vilka varierades mellan skotten. Varje element innehöll en vertikal- och två horisontal- komponent geofoner.

Data samlades in med ett minidatorsystem som beskrivits närmare av Jörgen Pihl i "Seismology 1980" (FOA rapport C 20427-TI, oktober 1981). Systemet arbetade vid en samplingsfrekvens av 2 kHz för varje kanal (25 kanaler) och med lågpåssfiltrering vid 0.5 kHz.

Registreringar erhöles från 50 explosioner varav 30 utfördes i hål R1 och 19 i hål R2. Den resterande explosionen skedde i 370 m orten (Figur 1). Dess läge framgår tydligt i Figur 2 som visar den täckning av området mellan hålen som erhöles med den beskrivna skott/geofongeometrin. Notera speciellt den påtagliga förbättring av täckningsmönstret som uppkom genom att det var möjligt att generera explosioner i båda borrhålen samt en extra explosion "underifrån". Betydelsen av detta kommer närmare att diskuteras nedan.

4. Deskriptiv analys av registreringarna

I Figur 3 visas typiska utseenden för registreringarna.

- Delfiguren 3a) avser registreringar med borrhålsarrayen vid tre olika skottdjup (i hålet R1). Beteckningen Z markerar vertikal komponenten medan H står för horisontalkomponenterna.
- I Figur 3b) visas registreringar vid 9 av de 14 ytgeofonerna från ett skott i hål R1. Avståndet till skottet växer nedåt i figuren.

- Figur 3c) slutligen är analog till 3b) men nu skedde skottet i hålet R2. Avståndet till skottet växer fortfarande nedåt i figuren, varför geofonerna kommer i omvänd ordning gentemot Figur 3b).

Som synes framgår P-vågens första insats mycket klart i samtliga registreringar. S-vågens ankomst är inte alltid urskiljbar, men ibland syns den tämligen väl inte minst beroende på sitt lägre frekvensinnehåll.

Intressant är att frekvensinnehållet i de registreringar som gjorts vid geofoner i själva malmkroppen är annorlunda än i de övriga. I förra fallet är spektrum mer lågfrekvent.

Försök har gjorts att upptäcka reflexer från malmkroppen i seismogrammen, dock utan framgång. Teoretiska beräkningar av reflexionskoefficienter och förekommande infallsvinklar ger också vid handen att reflexerna ej bör vara markanta. Notera speciellt den utjämning av den akustiska impedanskillnaden som uppkommer i och med att malmen har högre densitet men väl lägre P-vågshastighet än omgivande berg.

5. Tomografisk hastighetsanalys

Med hänsyn till tydligheten hos första-insatserna i registreringarna bedömdes det tillräckligt för en preliminär analys att mäta första ankomsttiderna visuellt från datorplottar med hög förstoring. Tidsfelet med detta tillvägagångssätt uppskattas till mindre än 0.5 ms.

Tomografiska beräkningar genomfördes sedan för att invertera de erhållna löptiderna (ca 500 st uppmättes) till en hastighetsstruktur för mellanhålsområdet. Grundidén är att indela området i ett antal celler, jmf. Figur 4. Man antar att den seismiska P-vågshastigheten är konstant i varje cell och att strålarna utbreder sig rätlinjigt mellan källa och mottagare. Med hänsyn till Fermat's princip är naturligtvis det sista antagandet endast en approximation som dock torde vara väl försvarbar om hastigheten är blott svagt rumsberoende eller om eventuella diskontinuitetsytor väsentligen ligger vinkelrätt mot de rätlinjiga strålgångarna. Den sökta hastighetsstrukturen erhålls genom att lösa ett ekvationssystem som relaterar de obekanta cellhastigheterna till de uppmätta löptiderna.

I Kiruna-fallet låg ytgeofonerna egentligen inte i vertikalplanet genom borrhålen. Genom att anta att hastigheten ej berodde av de små variationerna i läge tvärs detta plan kunde vi ändå genomföra beräkningarna medelst tvådimensionell tomografi.

Konfidensen för hastighetsuppskattningarna för de olika cellerna, med hänsyn till felet i de använda löptiderna, kan specificeras och varierar över tvärsnittssektionen beroende på att täckningen med strålar ej är likformig. Den använda tekniken med "reversering", d v s skott i båda borrhålen, förbättrar avsevärt resultaten i konfidenshänseende. Detta framgår tydligt av Figur 5 som visar konfidensmått för en indelning av mellanhålsområdet i 40 celler.

Om cellindelningen drivs längre kommer man snart att finna att meningsfulla skattningar av cellhastigheterna ej längre kan er-

hållas. Dels blir konfidensen alldeles för dålig och dels blir skattningarna i vissa celler inte entydiga. Ett exempel på det senare fenomenet framgår redan i Figur 5 för två celler i den nedersta raden.

Ett sätt att möjliggöra en indelning i många celler utan att lösningen kollapsar är att "dämpa" ekvationssystemet genom att lägga till ekvationer baserade på antagandet att hastigheten i närbelägna celler skall vara ungefär lika. Vi visar i Figur 6 den lösning vi sålunda fick vid en indelning i 320 celler. Fortfarande är lösningen baserad på ca 500 strålar men cellerna är nu små, i vänstra halvan 10 x 5 m och i den högra 5 x 5 m. Till synes ger detta en jämförelsevis hög upplösning, men man bör vara medveten om den utslätning av hastighetskontraster som den införda dämpningen helt naturligt ger upphov till. I stora drag överensstämmer 320 celllösningen med odämpade lösningar för grövre cellindelningar.

Det är nu intressant att jämföra lösningen i Figur 6 med kända geologiska fakta. Beträffande malmkroppen har dess gränssytor, som de observerats i orterna, inritats i figuren. Överensstämmelsen med den tomografiska hastighetsbilden är påfallande god. Från lösningar med grövre cellindelning framgår också att hastighetsskillnaden mellan "malmceller" och omgivande celler är statistiskt signifikant.

De erhållna in-situ P-hastigheterna enligt Figur 6 visar också en kvalitativ överensstämmelse med de hastigheter som beräknats genom analys av borrhälsdata och som tidigare redovisats i tabell 1. I båda fallen är höga respektive låga hastigheter för kvartsporfyr respektive malm klart uttalade.

6. Slutsatser

Resultaten av försöket med den seismiska mellanhålsmetoden i Forskningsgruvan i Kiruna kan, i relation till ändamålen med försöket, sammanfattas på följande sätt:

- den framräknade tomografiska hastighetsbilden överensstämmer med andra geologiska och geofysiska observationer av strukturen i gruvan
- tekniken med reversering medför stora förbättringar vad avser konfidens för hastighetsskattningarna
- mellanhålsmetoden med mikroexplosioner och borrhålsgeofoner, ursprungligen avsedd för kristallint berg med relativt stort avstånd mellan hålen (0.5-1.0 km), kunde tillämpas med uppmuntrande resultat för mycket kortare avstånd.

Summary

Seismic techniques have so far been only sparsely employed by the mining industry for ore prospecting. In the last few years, however, a growing attention has been drawn to the seismic reflection method which is the most powerful geophysical tool in terms of resolution and depth penetration for hydrocarbon exploration. At

least in Sweden there is an interest in geophysical techniques for ore prospecting which allow depth penetration of 1 km or more. The known ore bodies in Sweden usually dip, however, very steeply and for direct mapping the standard seismic reflection method has probably to be modified substantially.

This paper presents an application of the seismic crosshole method which is well suited for mapping steeply dipping structures provided that suitable boreholes or other means of access are available. In short the area between two boreholes are systematically scanned by seismic signals, which are generated by microexplosions in one hole and recorded by a borehole geophone in the other hole. Previously the method has been tried out in a crystalline rock body with two vertical holes separated by 625 m.

The described application concerns a test to detect a steeply dipping magnetic ore body at the Research Mine in Kiruna, Sweden. Geophone-recordings of some 50 microexplosions (10 g) in narrow boreholes were collected with recording-distances up to 165 m. A tomographic mapping of the P-velocity across an area of 50x165 m, intersective with the magnetic layer, shows good agreement with geological and geophysical observations in the galleries of the mine as well as E-module determination for drilled core samples. The usefulness of the reversed crosshole principle is also demonstrated.

Tabell 1.

P-hastigheter (km/s) beräknade från E-moduler och densiteter för borrhäror.

	Magnetit	Kvarts-porfyr	Breccia
Maximum	4.4	5.4	4.5
Minimum	3.9	4.5	3.6
Dynamiska parametrar	3.6	6.0	-

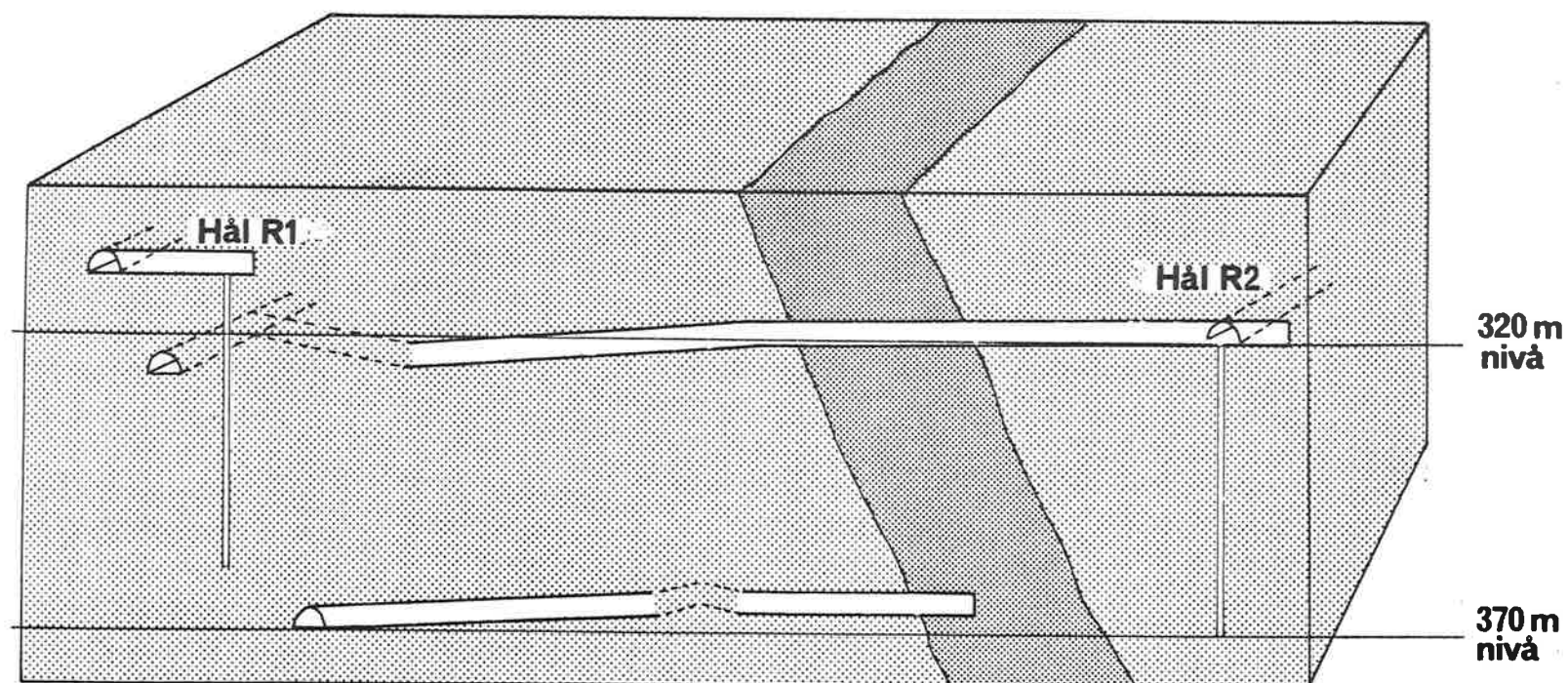


Fig. 1 Schematisk bild av området där mellanhålsmätningarna genomfördes.

Schematic view of the area with cross hole measurement in the Kiruna Research Mine at 320 and 370m levels.

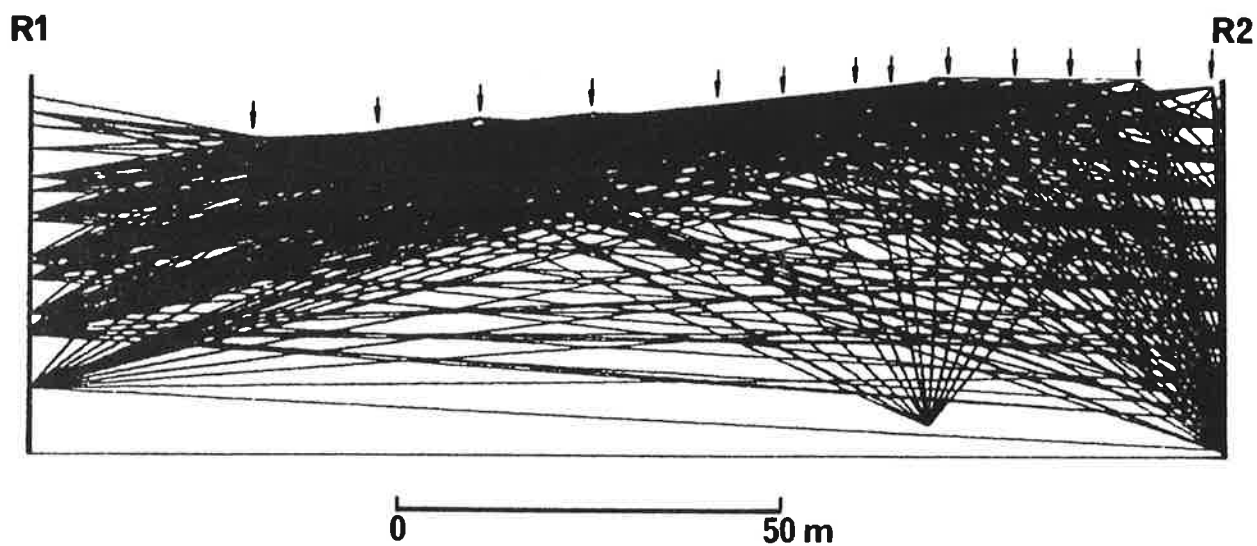


Fig. 2 Vertikalt tvärsnitt utvisande strålgångs-mönstret genom räta linjer från skotten till geofonerna.

Vertical section view showing straight raypaths from shots to geophones.

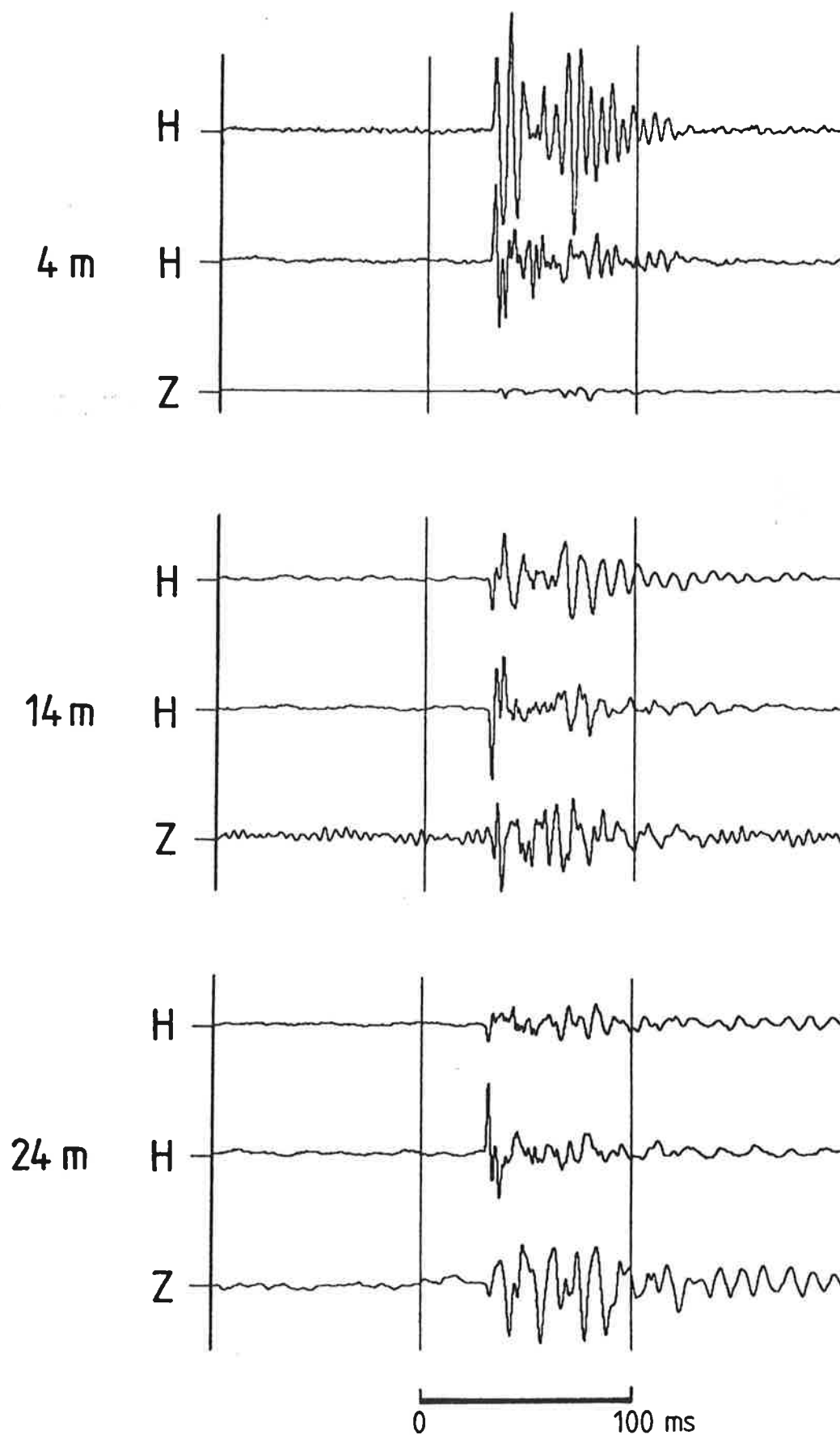


Fig. 3a) Signaler registrerade med borrhåls-geofon-arrayen med det övre 3-komponent-elementet låst vid 4 m djup. (Skottdjup: 14 m).

Signals recorded by the borehole geophone array with the upper three component element locked at a depth of 4 m.

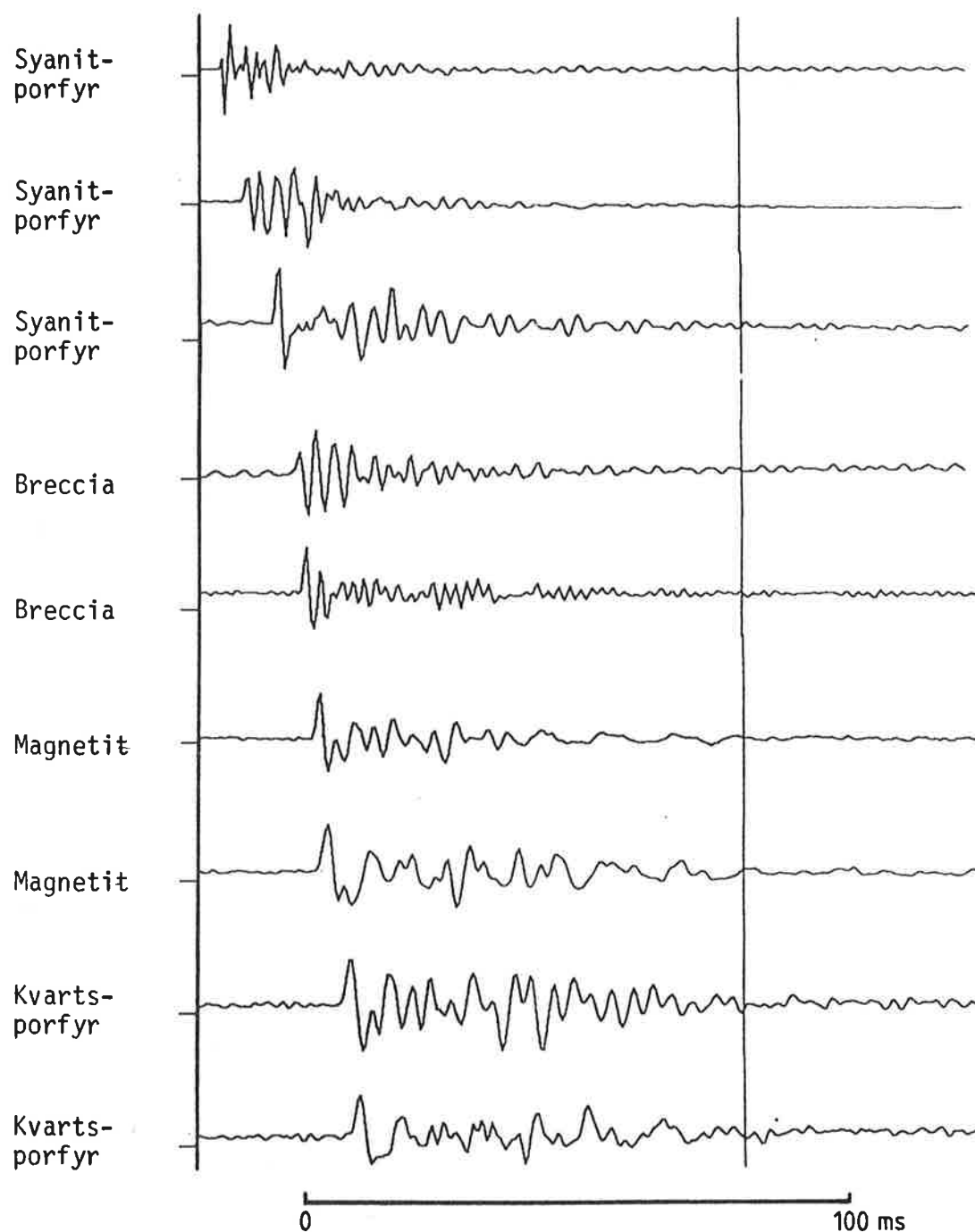


Fig. 3b) Registreringar vid yt-geofonerna från en explosion i håll R1 på 14 m djup. Bergarten vid varje geofon-position anges också.

Recorded section at surface geophones from an explosion in hole R1 at 14 m.
The rock material for each geophone position is also indicated.

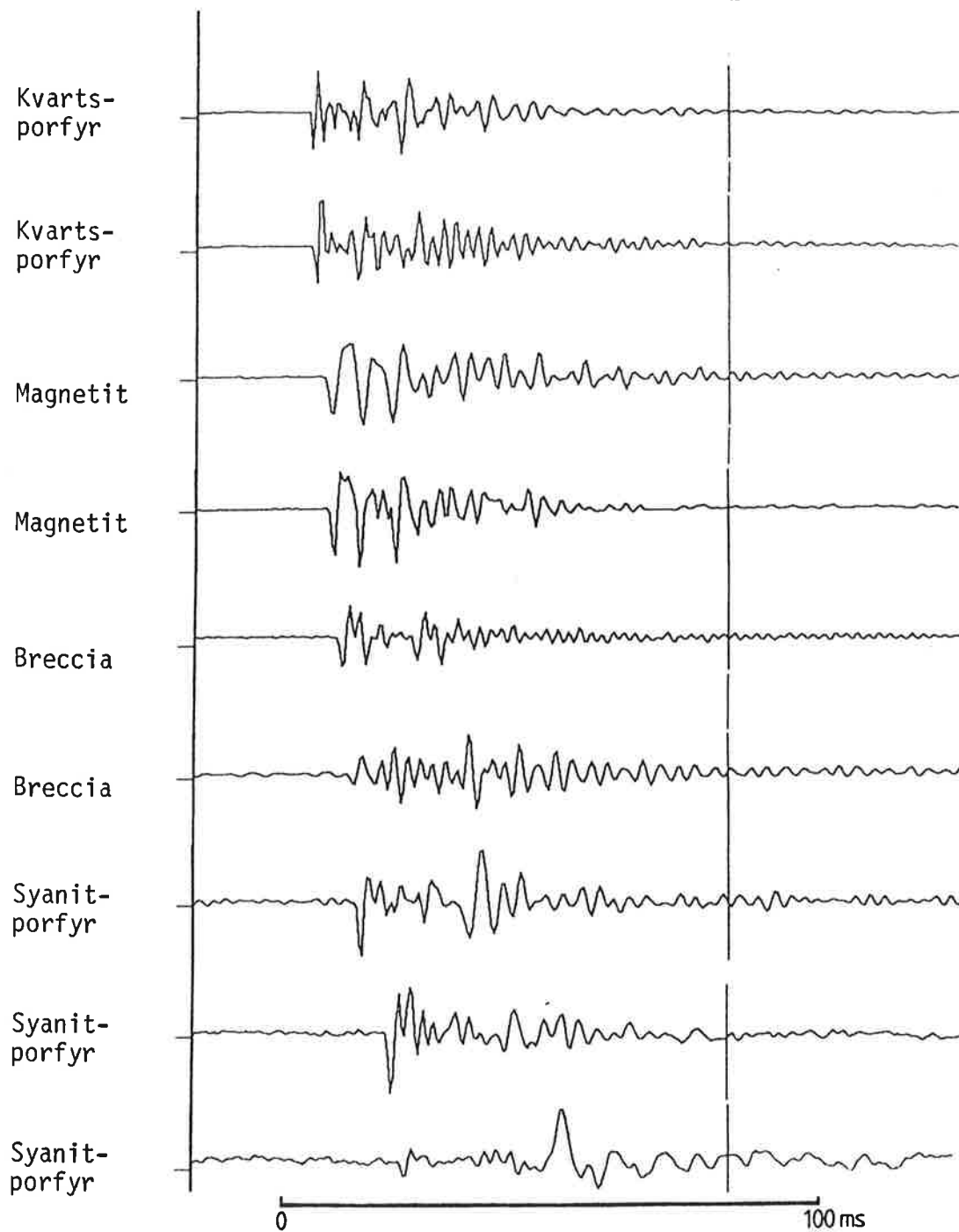


Fig. 3c) Som b) men för en explosion i hål R2 på 44 m djup.

Recorded section at surface geophones from an explosion in hole R2 at 44 m.
The rock material for each geophone position is also indicated.

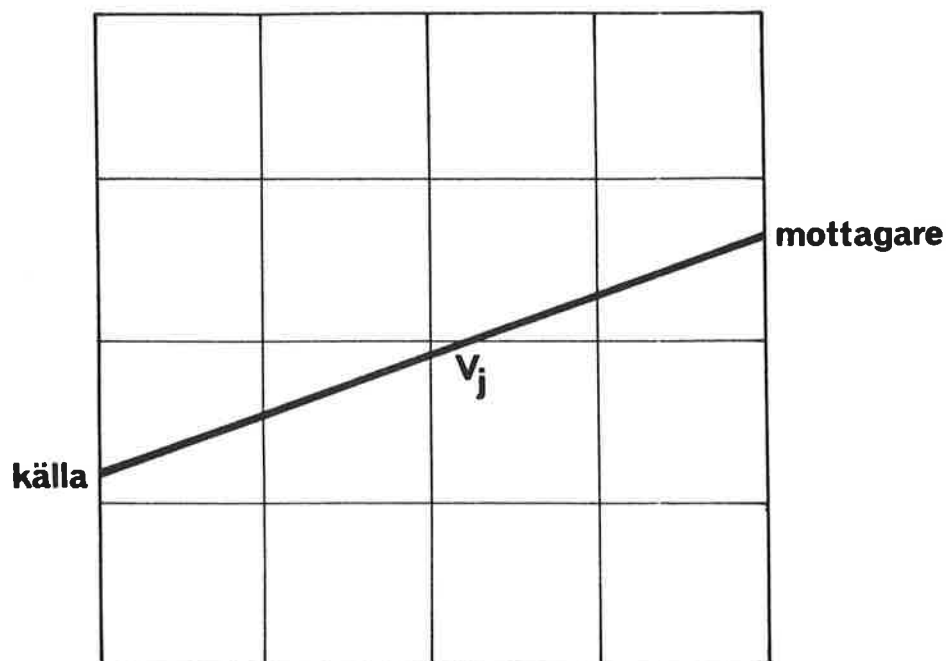


Fig. 4 Tomografisk modell av ett område mellan två borrhål i avsikt att skatta hastigheterna V_j .

Model of a region between two boreholes for estimating velocities V_j .

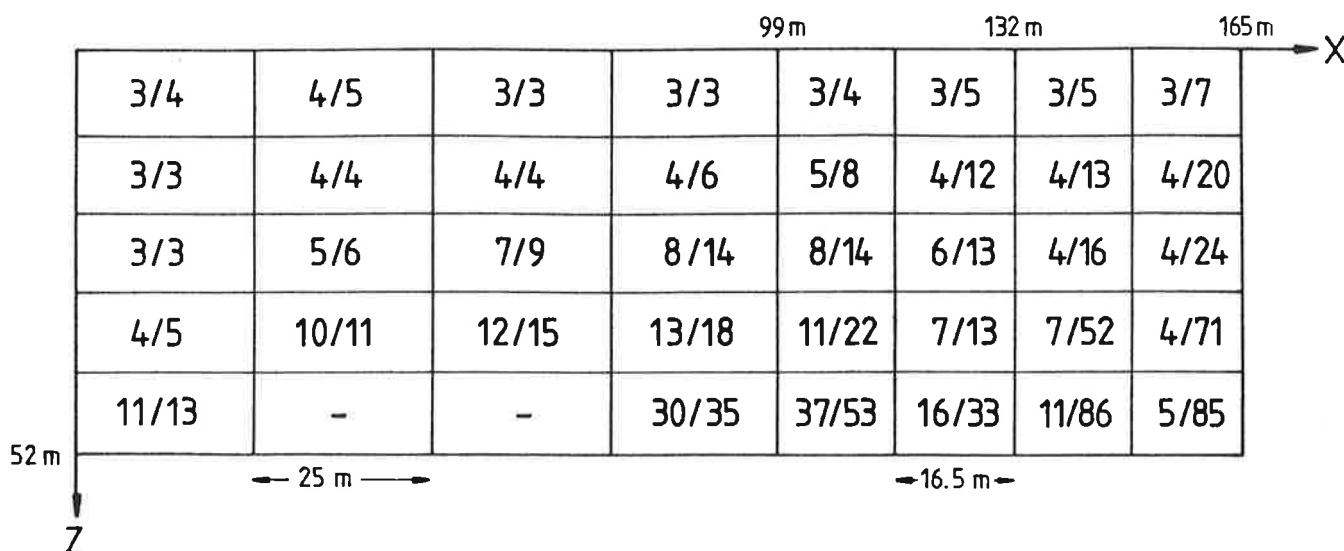


Fig. 5 Standardavvikelser för hastighets-skattningar i de olika cellerna. De anges i % av 5 km/s vid ett fel i löptids-mätningarna av 0.5 ms och vid en tänkt "sann" hastighet av 5 km/s.

- Talet till vänster om snedstreckat avser fallet med alla strålarna inbegripna (jmf fig. 2).
- Talet till höger om snedstreckat avser fallet med strålar från skott i det högra borrhålet borttagna.

Observera de stora skillnaderna i högra delen av figuren, vilka klart indikerar reverseringens betydelse.

Standard deviation of estimators in per cent of 5.0 km/s if error standard deviation 0.5 ms.

- Numbers to the left of slash are given for the case with all rays present.
- Numbers to the right of slash are given for the case with rays belonging to shots in the right hole cancelled.

Note the great difference in the right part indicating the importance of reversed shooting.

TVÄRSNITT KIRUNA - GRUVAN

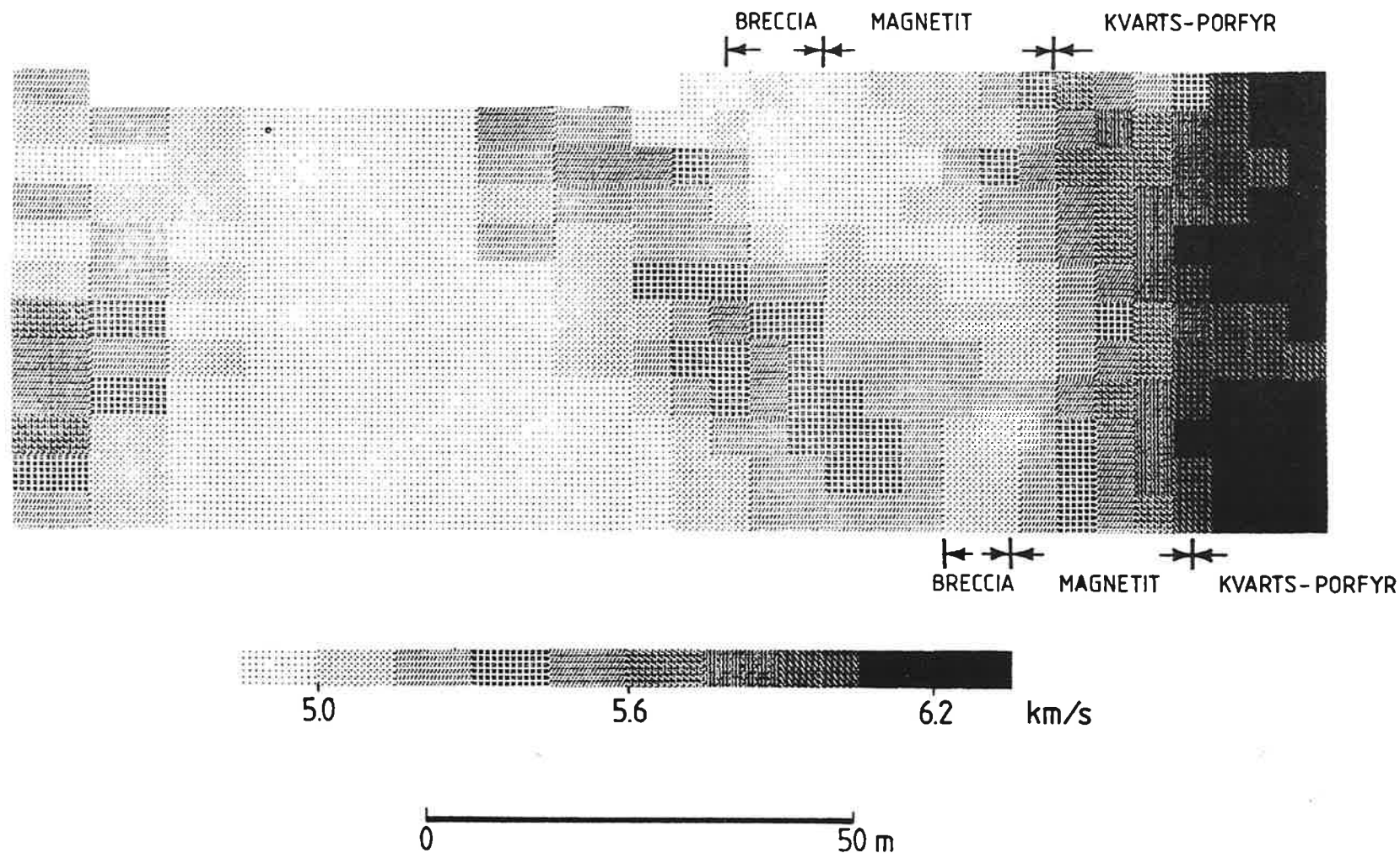


Fig. 6 Hastighetsstruktur beräknad från löptiderna med minstakvadrat-metoden.

Velocity structure from first arrivals using a least squares solution.

MEMBRANSPRÄCKNING - EN NY METOD FÖR BERGSPÄNNINGSMÄTNING

Sleeve fracturing - a new method for rock stress measurement

Professor Ove Stephansson, Avdelningen för bergmekanik,
Högskolan i Luleå, 951 87 Luleå

Membranspräckning är en ny metod för att bestämma bergspänningar i borrhål. Metoden har vissa likheter med hydraulisk uppspräckning på så sätt att en spricka genereras i borrhålsväggen och att spänningarna beräknas ur samma klassiska ekvation

$$P_c = 3\sigma_2 - \sigma_1 + T - P_o \quad (1)$$

där P_c = spräckningstrycket för sprickan
 σ_1 = största huvudspänningen i ett plan vinkelrätt borrhålsaxeln
 σ_2 = minsta huvudspänningen i ett plan vinkelrätt borrhålsaxeln
 T = bergartens draghållfasthet
 P_o = portrycket

Membranspräckning skiljer sig från vanlig hydraulisk uppspräckning genom att ingen vätska sprutas in i berget och spräcker sönder det. Istället deformeras hålet och spräcks genom att ett plastmembran pressas ut mot borrhålsväggen under högt tryck. En annan skillnad är spricklängden. Vi hydraulisk uppspräckning kan sprickan fås att propagera långa sträckor medan membranspräckning ger spricklängder som teoretiskt bara når ca 7 borrhålsradier ut från borrhålets vägg. Den stora fördelen med membranspräckningen framför andra metoder är att den är

- enkel i utrustning och utvärdering
- billig och snabb
- ger både deformationsmodulen och spänningen vid ett och samma måttillfälle
- kan lätt modifieras till önskad borrhålsdiameter

När det gäller bestämning av bergets deformationsmodul har membranspräckningen stora likheter med jordmekanikens pressiometer.

Beskrivning av systemet för membranspräckning

Systemet som används kan sägas vara en vidareutveckling av Colorado School of Mines Borehole Deformation Cell, Hustrulid och Hustrulid, 1975. Vid framtagna av systemet till att gälla också membran-

spräckning har hela tiden skett en utveckling fram till det system som visas i Fig 1, Stephansson, 1983 a, b. Systemet består av följande delar:

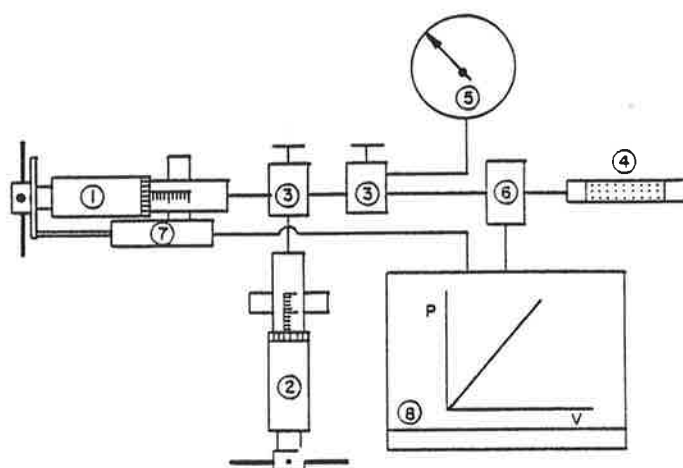


Fig 1 System för membranspräckning.
System for sleeve fracturing.

- | | |
|---|--|
| 1. High pressure generator with vernier indicator rated at a pressure capacity of 70 MPa and a fluid capacity of 30 cm ³ . | 4. Borehole cell. |
| 2. High pressure generator with vernier indicator rated at a pressure capacity of 35 MPa and a fluid capacity of 60 cm ³ . | 5. Pressure gauge rated at 0 to 140 MPa. |
| 3. Three-way high pressure valve. | 6. High line differential pressure transducer of diaphragm type ranges from 35 KPa to 85 MPa and a readout unit. |
| | 7. Linear displacement transducer, resolution 0.05-0.08 mm. |
| | 8. X-Y-recorder. |

1. Högtryckspump, kapacitet 70 MPa och 30 cm³ volym.
2. Högtryckspump, kapacitet 35 MPa och 60 cm³ volym.
3. Trevägs högtryckskran.
4. Membran.
5. Manometer.
6. Tryckgivare enligt membranprincipen.
7. Linjär rörelsegivare.
8. X-Y-skrivare.

Hjärtat i systemet består av en mätcell av konstgummi med läpptätning mot en central stång av stål. Membranet är cylindriskt med längden ca fyra gånger diametern. Strävan har varit att göra alla

kopplingar och ledningar så korta och styva som möjligt för att erhålla ett styvt mätsystem. Sedan systemet luftats är det klart för mätning.

Bestämning av deformationsmodul

Det första steget vid mätning av bergets deformationsmodul består i att fastställa hela mätsystemets styvhet. Det sker genom att föra in membranet i en metallcylinder av exempelvis aluminium och pumpa upp trycket i membranet. Samtidigt registreras tryck och volym i systemet. Lutningen på tryck-volymkurvan, M_c , anger tillskottet i styvhet från såväl aluminiumcylindern som hela systemet (pumpar, ledningar och membran). Genom att cylinderns styvhet teoretiskt kan bestämmas ur ekvationen

$$M_c = \frac{\gamma G_c}{\pi L r_i^2 \left[\frac{1 + \beta_c - 2\nu_c \beta_c}{1 - \beta_c} \right]} \quad (2)$$

där γ = vätskevolymen per varv hos pumpen

G_c = skjuvmodulen för Al-cylindern

L = membranets längd

ν_c = Poisson's tal för Al-cylindern

$$\beta_c = \left(\frac{r_i}{r_o} \right)^2$$

r_i och r_o = inre respektive yttre radie hos Al-cylindern

fås systemets styvhet ur sambandet

$$M_S = \frac{M_c M_m}{M_c - M_m} \quad (3)$$

Efter kalibreringen i Al-cylindern så stoppas membranet in i borrhålet och lutningen på tryck-volymkurvan registreras ånyo, M_T . Bergartens styvhet, M_R , fås slutligen genom att eliminera inverkan av systemets styvhet enligt sambandet

$$M_R = \frac{M_S M_T}{M_S - M_T} \quad (4)$$

I fallet med undersökning i ett borrhål i en bergmassa med oändlig utsträckning är rigiditeten bestämd av sambandet

$$G_R = \frac{M_R \pi L r_i^2}{\gamma} \quad (5)$$

Om bergartens Poisson's tal, ν , antas känt kan bergartens elasticitetsmodul = deformationsmodul beräknas ur ekvationen

$$E = 2(1 + \nu_R) G_R \quad (6)$$

Vid bestämning av bergartens deformationsmodul använd i första hand den linjära delen av tryck-volympkurvan. Vid laboratoriebestämningar av styvheter registreras signalerna i datorn och resultaten beräknas med modern regressionsanalys.

Bestämning av bergspänningar

Låt oss betrakta en bergmassa som utsätts för ett tvådimensionellt, ortogonalt spänningstillstånd $\sigma_1 > \sigma_2$. I bergmassan finns ett borrhål i vilket råder ett homogent tryck, P_o , från membranet. På periferin av hålet råder då tangentialspänningen

$$\sigma_{\theta\theta} = -P_o + \sigma_1 + \sigma_2 - 2(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta \quad (7)$$

Så snart som trycket i membranet ökar växer tangentialspänningen i borrhållsväggen tills spänningen når draghållfastheten hos materialet, T . Vid det kritiska trycket, P_c , kommer en spricka att initieras i riktning parallellt med största huvudspänningen, $\theta = 0$, och ekvation (7) övergår i formen

$$P_c = 3\sigma_2 - \sigma_1 + T \quad (8)$$

Detta förutsätter att det kritiska trycket, P_c , inuti membranet är lika stort som kontakttrycket mellan membranet och berget. Undersökningar har visat att felet är försumbart för tryck större än ca 1 MPa. För lägre tryck kan korrigeringar göras från inverkan av membranets styvhet, Stephansson 1982 b.

Riktningen för största huvudspänningen sammanfaller med orienteringen av sprickplanet i borrhållsväggarna. Storleken på minsta huvudspänningen bestäms genom att efter spräckningen avlasta trycket för att sedan ånyo öka trycket. Därigenom fås en inflexionspunkt på tryck-volympkurvan som svarar mot det tryck som krävs för att öppna sprickan. Med andra ord är borrhålets styvhet annorlunda före och efter det att sprickan bildats. Principerna för bestämning av deformationsmodulen och spänningstillståndet för en bergmassa illustreras i Fig 2.

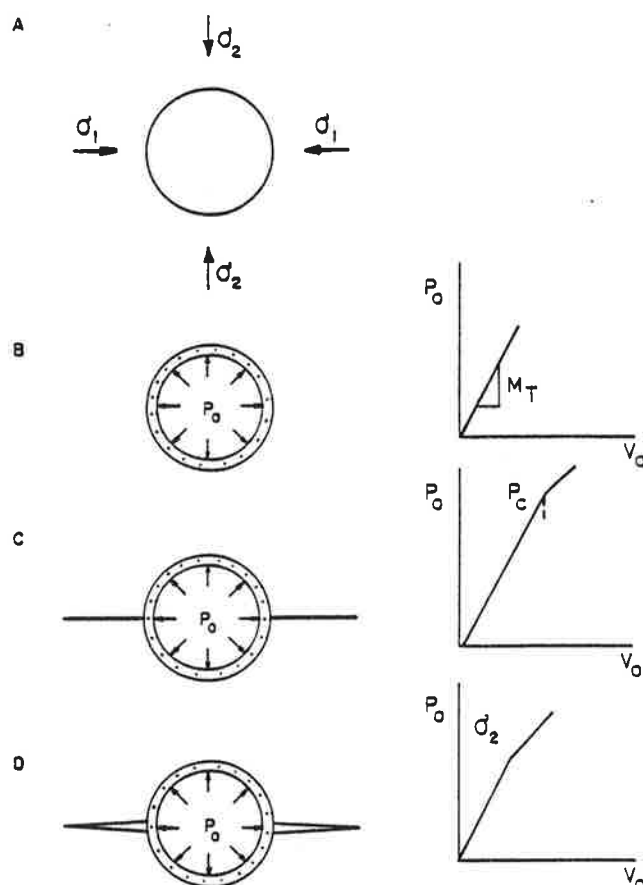


Fig 2 Principerna för membranspräckning i borrhål. A, ursprungliga spänningstillståndet i bergmassan runt ett borrhål. B, tryckning av borrhålet med membran och bestämning av styvheten M_T för berg och system. C, membranspräckning och registrering av spräcktryck, P_c . D, upprepad tryckning och bestämning av σ_2 .

Principals of sleeve fracturing of boreholes. A, virgin state of stress. B, pressurization and determination of stiffness M_T for the system and rock mass. C, sleeve fracturing and determination of breakdown pressure, P_c . D, repressurization and determination of least principal stress σ_2 .

Testning av block

Membranspräckningsmetoden testades först på bergblock i laboratorium. Utrustningen som användes visas i Fig 3.

Försöken inleddes med testning av obelastade block där det framkom att den framräknade draghållfastheten var större än draghållfasthet bestämd genom exempelvis Brazilientest. Resultaten från testerna av totalt 9 block och 8 cylindrar redovisas i Stephansson, 1983 a.

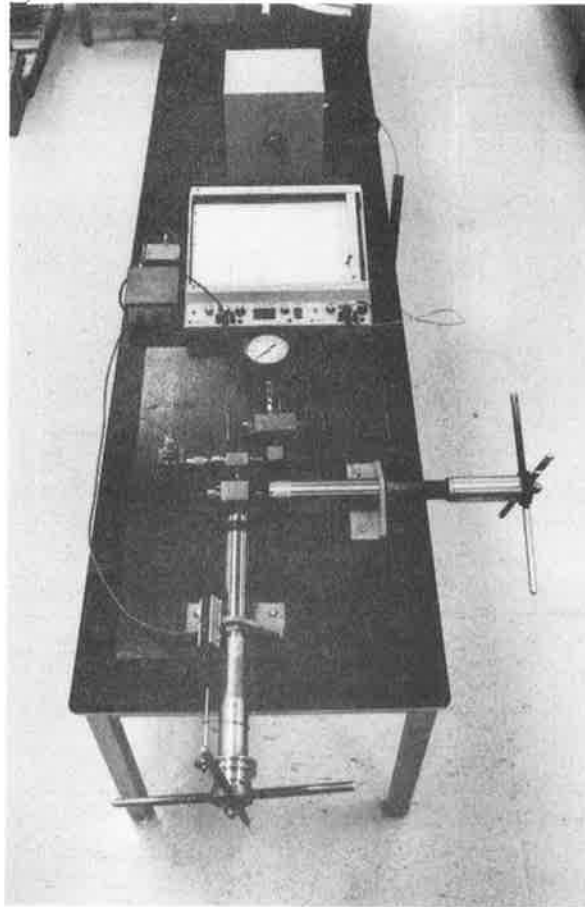


Fig 3 Membranspräckning av block i laboratorium.
Sleeve fracturing of blocks in laboratory.

Block av Indiana kalksten och Colorado sandsten testades sedan i belastningsutrustningar under en-, två- och treaxligt spänningstillstånd. De enaxliga belastningsförsöken på totalt 7 block utfördes i en 100 tons MTS maskin vid laboratoriet på CSM och de två- och treaxliga belastningsförsöken utfördes i en speciell belastningsutrustning med tre hydraulcylindrar i experimentgruvan i Idaho Springs, Stephansson, 1982.

Här inskränker vi oss till att studera resultaten från enaxlig belastning av ett kalkstensblock. En konstant belastning påfördes blocket och membrantrycket ökades tills en spricka initierades i borrhållsväggen och propagerade tvärs genom blocket. När sprickan nått kanten på blocket sjunker trycket i membranet till ett residualvärde, P_R^A , som motsvarar friktionskrafterna i kontakten mellan belastningsplattorna och blockets kantytter, Fig 4. Blocket roterades därefter 90° och en serie belastningar och tryckökningar i membranet genomfördes. För låga tryck sker en lyftning av blockhalvorna ända tills belastningen nått värder $\sigma_1^E = 1.55 \text{ MPa}$ då spänningarna vid hålkanten överskrider bergartens draghållfasthet och en ny spricka alstras parallellt med belastningsriktningen. Det betyder att ekvation (8) får formen

$$P_c = -\sigma_1 + T \quad (9)$$

och draghållfastheten kan bestämmas. Resultaten från försöken med två- och treaxliga belastningar visar att draghållfastheten ökar

vid övergången från en- till två- till treaxligt belastningstillstånd. Vidare är sprickorna plana, parallella med största belastningsriktningen och parallella med borrhålets axel. En utförlig beskrivning av blocktesterna lämnas i Stephansson, 1982 b.

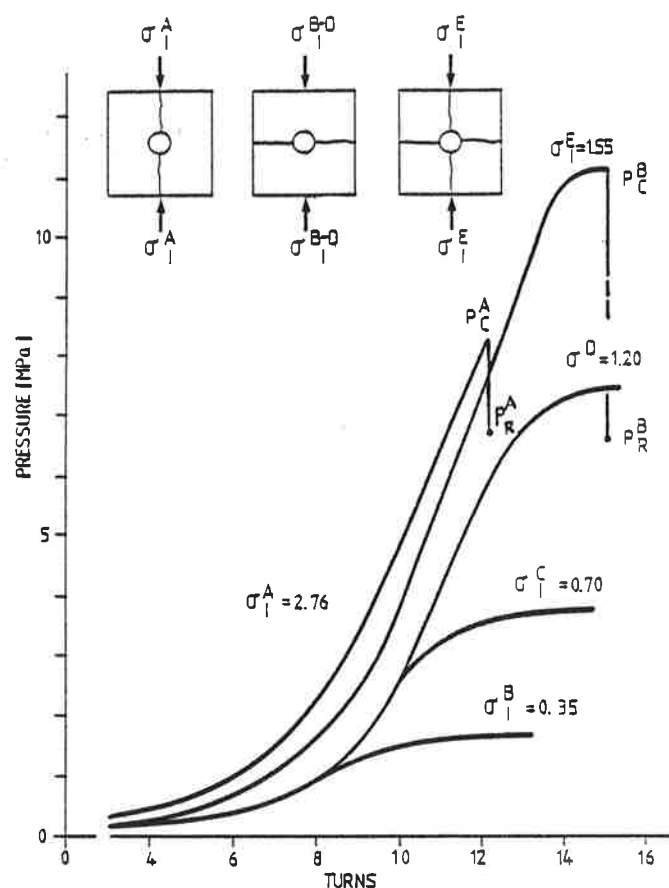


Fig 4 Membranspräckning av block av Indiana kalksten vid en-axlig belastning. Sprickan initierades först vid trycket P_C^A för en pålagd last, σ_1^A . Därefter roterades provet och belastades ånyo tills en ny spricka alstrades först när belastningen nått σ_1^E .

Sleeve fracturing of block of Indiana limestone in uni-axial loading. Fracture initiation at P_C^A followed by rotation of the block and repeated pressurization for different loadings. Turns $\approx$ volume.

Membranspräckning i geologiska formationer

Fältförsök med membranspräckning har hittills utförts och rapporterats från fyra olika platser och geologiska formationer:

- A migmatitgnejs, Colorado School of Mines, Experimentgruva vid Idaho Springs, Colorado
- B lava, U.S. Geological Survey Test Site, South Table Mountain, Golden, Colorado

- C granit, Spent Fuel Test - Climax, Nevada Test Site, Nevada
 D basalt, Near Surface Test Facility, Hanford Test Site, Washington

Samtliga testplatser hör till USA:s program för lagring av radioaktivt avfall i geologiska formationer. De har också valts därför att det här existerar en mycket bra information om den bergmekaniska situationen, exempelvis bergspänningar, parametrar och grundvatten. I denna framställning kommer mätningarna från NSF i Hanford Test Site att närmare beskrivas.

Mätningarna utfördes i tre borrhål som före tryckningen med membranet underkastades en noggrann kontroll med borrhålskikare. Lämpliga sprickfattiga sektioner valdes ut i den relativt spruckna pelarbasalten. Två olika testmetoder provades. I den första ökades trycket tills sprickan indikerades med ett tryckfall följt av en ytterligare tryckökning. Därefter skedde en cyklisk tryckning och avlastning. Den andra metoden innebar att trycket ökades till dess att sprickan initierades och tryckfallet registrerades. Efter avlastning ökades trycket en andra gång till dess att trycket sjönk till följd av propagering av sprickan. Sprickinitieringen kunde tydligt höras i ledningen från membranet. Testresultaten visas i Tabell I.

Tabell I Deformationsmodul och bergspänningar från membranspräckning vid NSTF, Hanford Test Site, Hanford, Washington.

Borrhål	Djup (cm)	Deformationsmodul före brott E_R^1 (GPa)	Deformationsmodul efter brott E_R^{11} (GPa)	Spräcktryck P_C (MPa)	Draghållfasthet T (MPa)	Största huvudspänning σ_1 (MPa)	Minsta huvudspänning σ_2 (MPa)	σ_1/σ_2	Riktning på sprickan	Anm
3T8	147 241	17.4 9.8	13.4 14.8	14.5 16.9	10.9 10.9	4.8 4.2	2.8 3.4	1.9 1.3	N60°E-S60°W N80°E-S80°W	
3T12	368 480 717 841 915 950 970 1024	14.6 14.7 2.7 21.2 20.2 22.1 26.5 17.8	11.7 9.1 4.6 15.9 4.0 35.5 31.1 4.4	11.7 23.8 16.2 18.3 27.5 37.9 25.1 35.2	10.9 10.9 10.9 10.9 10.9 10.9 10.9 10.9	5.5 -8.1 15.4 4.9 -4.6 -15.0 - -	2.1 1.6 6.9 4.1 4.0 4.0 - -	2.6 3.0 2.2 1.2 1.7 2.5 - -	N51°E-S66°W E-W N80°E-S85°W N42°E-S78°W E-W N75°E-S81°W N63°E-S78°W E-W	* ** ** **
8T3	240 420 520 627	4.1 4.8 3.7 3.7	3.4 4.9 4.3 2.9	11.7 28.3 14.3 10.3	17.4 17.4 17.4 17.4	21.2 5.7 18.4 23.6	5.2 5.5 5.1 5.5	4.1 1.0 3.6 4.3	N70°W-S75°E E-W N80°E-S80°W	***

- * Sprucken sektion
 ** Stor spricka korsar borrhålet
 *** Tre sprickor bildades

Resultaten från en tryckning i borrhål 8T3 visas i Fig 5.

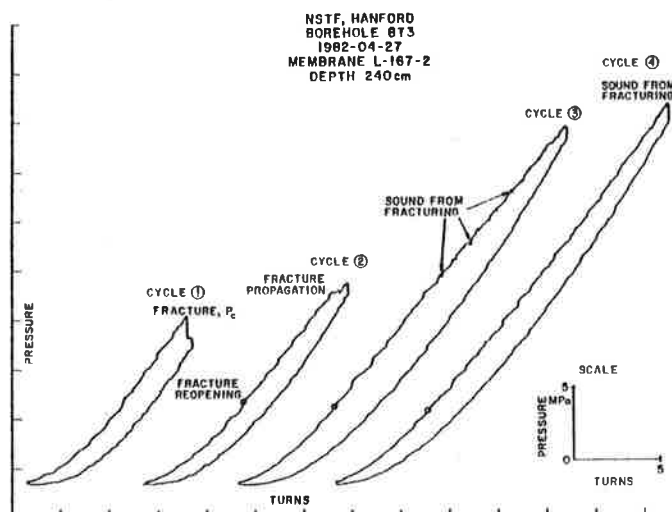


Fig 5 Tryck-volymsambandet vid membranspräckning för Pomona basalt, NSTF, Hanford Test Site, Hanford Washington.

Pressure-volume relationship for Pomona Basalt, NSTF, Hanford Test Site, Washington.

Spräckningarna i Pomona basalten gav klara och distinkta avtryck på ytan av membranet. De flesta sprickor var också orienterade 180° ifrån varandra och synliga längs hela längden på membranen. Mer är 70 % av alla inducerade sprickor stryker E-W till ENE-WSW vilket också väl stämmer in med den regionaltektoniska bilden i området. Vid beräkningarna av spänningstillståndet enligt ekvation (8) användes draghållfasthetsvärden som erhållits från testning med en modifierad version av Goodman Jack. I övrigt användes informationen från tryck-volymskurvorna, d v s spräckningstrycket, P_c , och spräckans öppnande vid andra och följande tryckningar, σ_2 .

Resultaten från membranspräckningen vid NSTF i Hanford har jämförts med resultaten från andra bergspänningsmätningar, d v s hydraulisk uppspräckning och överborrning med USBM-givare. Det visar på det hela taget på en acceptabel likhet mot bakgrund av de mycket svåra testförhållandena, Tabell II.

Tabell II Jämförelse av bergspänningarna och deras riktning för olika mätmetoder, NSTF, Hanford Test Site, Washington.

	Huvudspänningar					
	σ_1		σ_2		σ_3	
	Magnitud [MPa]	Orientering	Magnitud [MPa]	Orientering	Magnitud [MPa]	Orientering
Överborrning USBM-givare	6.9	N81°W 11 grader upp	2.1	N8°E 5 grader upp	2.1	N65°W 77 grader upp
Hydraulisk uppspräckning	13.6	N70°W	1.5	N20°E	1.4	vertikal
Membranspräckning	7.5	N72°E	3.6	N18°W	1.4	vertikal

Fortsatt utveckling

Utveckling av membranmetoden fortsätter. För att kunna öka noggrannheten i bestämningen av spräckningstrycket har vi provat att ansluta en utrustning för akustisk emission till membranet för att på så sätt fånga upp signalerna när sprickan initieras. Det pågår för närvarande ett examensarbete där metoden testats i borrhål i Stripa gruva och Kiirunavaaragruvan. Dessutom pågår konstruktionsarbetet med att ansluta membranspräckningen till den multi-slangutrustning som används för hydraulisk uppspräckning, Stephansson, 1982 a. Om det lyckas finns möjligheten att mäta bergspänningarna och deformationsmodulerna på 500 m djup i dagborrhål eller borrhål under jord.

Sammanfattning

En ny teknik för bergspänningsmätning har utvecklats. Den är enkel, billig och ett stort antal mätningar kan göras i ett borrhål till en billig kostnad. I en och samma mätning bestäms bergmassans deformationsmodul, tvådimensionella spänningarna i ett plan vinkelrätt mot borrhålsaxeln samt spänningarnas orientering i planet. Metoden kan också användas i en sprucken bergmassa. Metoden har testats på bergblock i laboratorium under en- och fleraxliga belastningstillstånd och på fyra olika testmiljöer i fält i USA. Här beskrivs några mätresultat från en av fälttesterna vid NSTF, Hanford Test Site, USA och jämförelsen med resultaten från andra metoder för bergspänningsmätning.

Referenser

- Hustrulid, W. and Hustrulid, A. 1975. The CSM-cell - a borehole device for determining the modulus of rigidity of rock. In E.R. Hoskins Jr. (editor) Applications of Rock Mechanics. Proceedings 15th Symposium on Rock Mechanics, Sept 17-19, 1973. American Society of Civil Engineers, New York, pp 181-125.
- Stephansson, O. 1982 a. State of the art and future plans about hydraulic fracturing stress measurements in Sweden. Proceedings from Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, Monterey, Dec 3-5, 1982 (in press).
- Stephansson, O. 1982 b. Rock stress measurements by sleeve fracturing, Topical Report No. 7. Office of Nuclear Waste Isolation (ONWI), Battelle Memorial Institute, Columbus, Ohio, 154 p.
- Stephansson, O. 1983 a. In situ rock stress measurements by means of sleeve fracturing. International Symposium on Soil and Rock Investigations by In situ Testing, Paris, May 18-20, 1983 (in press).
- Stephansson, O. 1983 b. Rock stress measurement by sleeve fracturing. Proceedings of the 5th International Symposium on Rock Mechanics, Melbourne, April 10-15, 1983 (in press).

Summary

This paper describes the development of a technique called sleeve fracturing which provides a method of inducing axial borehole fractures at any depth without introducing fluids into the fracturing process. The sleeve breakdown pressure would even be more representative of stresses than hydraulic fracture breakdown pressure in the same rock as the sleeve prevents fluid interactions with flaws, microfractures and joints in the borehole. Another difference is the distance of fracture propagation. Hydraulically induced fractures can propagate long distances from the borehole; whereas sleeve induced fractures are limited by a couple of borehole radii from the borehole wall.

The sleeve fracturing system offers the possibility to determine two important rock parameters in one and the same borehole test. The system is first pressurized to a level where no fractures are initiated and the modulus of rigidity of the rock mass is determined. If the Poisson's ratio, ν , of the rock is known or can be estimated, the elastic modulus, E , can also be found. By increasing the pressure further a borehole fracture is induced and a sleeve breakdown pressure is recorded. The direction of the fracture indicates the direction of maximum stress in the plane perpendicular to the axis of the borehole. By recording the pressure for re-opening the fracture during a second pressurization and knowing the tensile strength of the rock mass the magnitude of principal stresses can be determined from the classical equation for hydraulic fracturing, Equation (1) and Fig. 2.

Sleeve fracturing has been tested in blocks and thick wall cylinders and with loading on the periphery, Fig. 4. Tensile strength determined from sleeve fracturing is higher than results from Brazilian tests.

Sleeve fracturing has been conducted in various geological formations at four test sites related to the U.S. program for storage of radioactive waste.

Sleeve fracturing was tested in three vertical boreholes of jointed basalt at the Near Surface Test Facility, Hanford Test Site, Fig. 5, Table I. The stresses are found to be of the same magnitude as stresses determined by hydrofracturing and USBM overcoring. The direction of maximum principal stress from sleeve impressions are found to be very consistent and in agreement with tectonic stresses in the area, Table II.

The sleeve fracturing technique will be attached to the multi-hose system for hydrofracturing to allow sleeve fracturing as an alternative to conventional hydrofracturing in deep boreholes of blocky rock masses. Acoustic emission will also be attached to the sleeve in order to detect more accurately the fracture initiation and propagation.

DISKUSSION

Sten G A Bergman, Stocksund: Jag har en närmast kunskapsteoretisk fråga till Sven Ivansson. Det resultat av borrhålsseismiken som redovisades, skulle det ha sett likadant ut om ni inte hade vetat i förväg, att det låg en malm i det undersökta området på känt sätt?

Sven Ivansson, FOA: Det hade sett likadant ut.

Tor Hagerman, Hågconsult: Det är märkvärdigt med den låga hastigheten i malmkroppen. Malmen borde ha den största hastigheten. Nu undrar jag, har man bestämt E-modulen på den här malmen. Det finns kanske uppgifter därom, eller möjligen i Magnussons beskrivningar av svenska malmer i Jerkontorets Analer. Den bör ha den högsta hastigheten och är den inte bestämd så borde den bestämmas.

Bengt Stillborg, Stiftelsen Svensk Gruvforskning: Det har gjorts bestämningar av E-modulen, helt naturligt på just malmkroppen och sidoberget i detalj. Det finns sålunda t ex spridningsmått på E-modulen. När det gäller malmen i Luossavaara så har den ett markant lägre E-modulsvärde än sidoberget och detta gäller framför allt i förhållande till kvartsporfyren i hängväggen.

Heinz Thurner, Geodynamik: Jag skulle vilja tillägga att det är viktigt att man - när man talar om seismisk gånghastighet i malm - klargör om gånghastigheten gäller malmen som monolit eller om man avser en genomsnittlig gånghastighet genom malmen. Malmens sprickighet är nämligen en väsentlig faktor som avsevärt påverkar den genomsnittliga gånghastigheten i malmen.

MAJESPROJEKTET I PERU - FÖRUNDERSÖKNINGAR-PROGNOS-VERKLIGHET

The Majesproject in Peru - Preinvestigations-Prognosis-Reality

Civilingenjör Gunnar Nord, AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm

Majesprojektet är inte bara ett mycket stort (fig. 1) projekt det är även mycket vidsträckt (fig. 2). Avståndet mellan arbetsplatsens ändar mäter 30 mil. Hur genomför man en förundersökning i en komplex geologisk miljö för 99 km tunnel och 23 km kanal? Är det rimligt att undersökningsinsatsen skalas upp i samma proportioner? Jag skall redogöra för hur man gick tillväga vid förundersökningarna, vilka resultat som uppnåddes, hur utfallet blev samt avslutningsvis ge några erfarenheter och synpunkter. Jag kommer endast att beröra de 88 km bergtunnlar som ligger på 3700 metersnivån.

Geologin

Hela området är uppbyggt av unga formationer. De äldsta härör från Mezosoikum. Nästintill alla typer av berg finns representerade och likaså finns hela skalan från friskt berg ned till jordliknande förhållanden. Att området har utsatts för en intensiv förkastningstektonik behöver väl knappast poängteras då vi befinner nära vattendelaren i Anderna. För att ge ett visuellt begrepp skall några fotografier visas fig. 3 och 4. Som ni ser rymmer topografin mycket dramatik men även lugnare högplatåer och odlingsbara dalar förekommer.

Förundersökningarna

Hur gick man då tillväga när man gjorde förundersökningarna?

Men innan jag gör det vill jag poängtera att de som utförde förundersökningarna var väl förtrogna med förhållandena i Anderna sedan många år. De visste vad de skulle söka efter.

Tre väsentliga riskfaktorer hade man identifierat och det var förkastningszoner, vatteninflöden och hydrotermal aktivitet.

De flesta tunnlarna skulle gå genom berg som hade genomgått av förkastningar som är oregelbundet orienterade. Kring och i förkastningarna kunde man förvänta sig stabilitetsproblem dels på grund av uppsprickning och dels på grund av vatteninbrott. Ett flertal av dessa förkastningar kan lokaliseras genom dalar eller bäckraviner på ytan. I många fall är de mycket svåra att lokalisera då sena magmaflöden täcker spåren av förkastningar. Det var inte bara i förkastningszonerna som man förväntade problem utan även kontakter mellan tät och genomsläppligt berg där man kan möta sig vattenfickor.

Hydrotermal aktivitet förväntade man sig också att få problem med dels i form av omvandlat berg och dels i form av hett vatten. Hur kunde man nu konstatera om detta problem skulle föreligga eller ej? Enklarest är att söka efter heta källor. Men även mineraliseringen på bergytan kan avslöja att hydrotermal aktivitet har förekommit.

Man kan sammanfattningsvis säga att de stora problemen man förväntade var knutna till vatten i en eller annan form.

Målsättning med förundersökningen

Vad ville man nu få ut av en förundersökning? Man ville fastställa den billigaste placeringen av vattenleden och i detta ingår att bestämma hur stor del som skall vara kanal respektive tunnel.

Den geologiska informationen skulle ge byggaren en fair chance att planera sina aktiviteter.

Undersökningarna startade i mitten på 60-talet (64-67) och man hade mycket små medel att arbeta med. De metoder man använde sig av var de vi vanligen känner igen även här i Sverige. Hela ledningssträckan studerades noga med hjälp av flygfotografering och ytkartering. Man ägnade då speciellt intresse åt möjliga övergångar mellan kanal och tunnel. Dessa undersökningar kompletterades med provgropar.

Vid endast en tunnel utfördes kärnborrning och det var vid den längsta (15 km) tunneln som passerade under en bergkam. 5 hål gjordes med totallängd av 750 m. Alla de övriga tunnlarna var sk lateraltunnlar som går i dalsidor. Man koncentrerade borrhnsaktiviteten till dammlägena. På basis av den information man fick genom dessa undersökningar utförde man en design av projektet. Det inses då att det viktigaste rekvisitet var en designer som var väl bekant med den geologiska situationen.

När så arbetena påbörjades 1975 frigjordes medel för att utföra en kompletterande undersökning. Den kom att i huvudsak bestå av 100 km seismiska profiler som placerades längs kanaler och tunnelportaler. Resultatet från den kompletterande undersökningen men framför allt en förändrad kostnadsrelation mellan tunnel- och kanalbyggande medförde att tunnellängden ökades med 17 km på bekostnad av kanallängden.

Vad blev då resultatet av undersökningarna? Resultatens inverkan på design har redan berörts. Det som var intressant för entreprenören var vilka bergförhållanden han kunde förväntas möta och en sådan specifikation fick han också och den framgår av bilden. Procenttalen är uppsummerade för hela tunnelsträckan, men även de enskilda tunnlarna specificerades. Läget av de olika bergtyperna preciserades emellertid ej, A-berget som totalt skulle utgöra 55 % var friskt vulkaniskt berg som andesit, basalt, breccia, ignimbrite och annat friskt berg som diorit, kalksten, kvartsit. Det har betecknats som gott berg.

B-berget, som totalt skall utgöra 30 % var lerskiffer, sandsten, konglomerat, konsoliderad mudflows samt A-berg som påverkats av omvandling. Det betecknas som medelgott berg.

C-berget, som totalt skall utgöra 14 % var colloviaal deposits, svagt sedimentärt berg samt A och B-berg som är kraftigt omvandlat.

D-berget skulle utgöra den resterande procenten, och skulle bestå av kraftigt omvandlat berg, vulkaniskt sand och aska samt förkastningszoner.

Drivningsplanering

Vad gjorde nu entreprenören med de uppgifter han fick? Han måste definiera vad de olika bergtyperna sannolikt skulle betyda i form av förstärkningsinsats, drivningsmetodik och drivningshastighet för att kunna planera insatserna.

Till varje bergklass kopplades en stand up time med tillhörande driftsförstärkning och de framgår av fig. 5. Ser vi då till bergtyp A och B så skiljer de sig inte från vad vi är vana vid här hemma i Sverige. Det skall bara poängteras att även B-berg kunde betyda kortare salvor. C-berget representerar sådana förhållanden som vi möter i Sverige i mycket begränsad omfattning, salvdjupet skulle skäras ned till mellan en 1/2 och en 1/3 del av salvdjupen i A-berget för att hinna resa bågarna. I D-berget måste man på plats söka bästa lösning sedan man hade identifierat problemställningarna.

För att klara uppgiften krävdes förutom maskinella och matriella resurser en arbetsledning, som var tränad i att möta högst varierande förhållanden och som hade mandat att fatta beslut direkt på arbetsplatsen. Dessutom krävdes en kvalificerad uppföljning av de geologiska förhållandena så att man kunde tillgodogöra sig den erfarenhet som man fick.

Resultat

Projektet är nu genomfört i de delar som berör vattenledningen. Det har fungerat som planerat. En jämförelse av planerat och uppnått resultat bestyrker detta påstående fig. 6. Ser man till framdrift per månad så förefaller kanske planeringen något pessimistisk men jag skulle vilja påstå att skillnaden till stor del beror på upp-arbetningseffekten p g a projektets storlek men också p g a att den svenska modellen med en öppen dialog mellan entreprenör och konsult tillämpades.

Gör man denna generalisering kan man konstatera att det man misstog sig på var fördelning mellan A- och B-berg, och det hade för slut-resultatet mycket liten betydelse. Långt allvarligare är konsekvenserna om man gör misstag vad gäller det dåliga bergets omfattning och det gäller främst det som här har betecknats med D-berg. Att driva tunnel i D-berg var ungefär 8 ggr dyrare än i A-berg, oräknat de kapitalkostnader som tidsförlängningen medför. Hur skall man nu se på förändringen av mängden D-berg från 1 % till 2,3 %. Det är ju i praktiken en 130 % förhöjning. Mot bakgrund av de svåra förhållandena och den begränsade budgeten vid förundersökningarna är det ett mycket gott resultat. Den slutsats, som man vill dra av detta exempel är att man kan lyckas mycket bra i sina prognoser även i komplexa geologiska miljöer med relativt liten förundersökningsinsats om man planerar resurserna rätt och har en god lokalkännedom.

Det talades tidigare vid beskrivning av förundersökningen om de risker som var förknippade med projektet. De var knutna till vattenläckage på ett eller annat sätt.

Man mötte mycket besvärliga vattenproblem som vållade månader av förseningar. De allvarligaste var inte prognoserade i förundersökningen. När en prognos är gjord i form av summeringar av skilda bergförhållanden krävs att en kvalitativ prognos utförs kontinuerligt i samband med drivningen. Det brast helt enkelt i pilothålsborrningen och i viss mån i observationer på bergomvandling.

Avslutningsvis skall ytterligare några erfarenheter summeras (fig. 7.).

- Vid förundersökningen fokusera intresset på de riktigt dåliga delarna, det är de som betyder något i tid och pengar
- Det är mycket väsentligt att utföra undersökningen under byggets gång i form av pilotborrning för att hålla kontroll på vattensituationen.
- Var vaksam på hydrotermal omvandling, Mineraliseringar i dagen kan avslöja att sådan har förekommit. Vid framdragning av byggvägar ges ofta utmärkta tillfällen att studera bergförhållanden i skärningar. Med andra ord förundersökningarna är inte slut i och med att entreprenadhandlingarna har upprättats.
- Vid drivning i torra förhållanden: lita inte på att berg som ser bra ut. Gör kontinuerligt tester av hur vatten påverkar det så att man inte senare tvingas konstatera att berget hade swelling eller slaking egenskaper.
- Vid design av ett liknande projekt i seismiska områden gynna tunnlar framför kanaler och begränsa mängden övergångar mellan tunnel och kanal. Med en sådan approach minimerar man skredriskerna.
- Sist men kanske viktigast: en allmän god kännedom om förhållanden och skicklig geologisk bedömning parat med god kunskap om produktion har givit ett gott resultat. Men ett rekvisit är en daglig och öppen dialog mellan konsult och entreprenör.

Summary

Since the mid 70's 100 km of tunnels and 40 km of canals were constructed high up in the Andes in Southern Peru. The preinvestigation was done on a low-budget basis but turned out to be a good instrument for the planning and cost estimate. The preinvestigation program and the consequences for design and construction are presented by describing and analyzing the actual conditions for some tunnel stretches of special interest.

Referenser

G Nord, et al "Influence of the Geotechnical Conditions on Excavation and Support Techniques at the Majes Project.

DAMM: 5 MILJ m^3

TUNNLAR: AREA 17 m^2 88 km
AREA 13 m^2 11 km

KANALER: 23 km

INTAG: 2st

Fig. 1 Projektets storlek
Scope of work

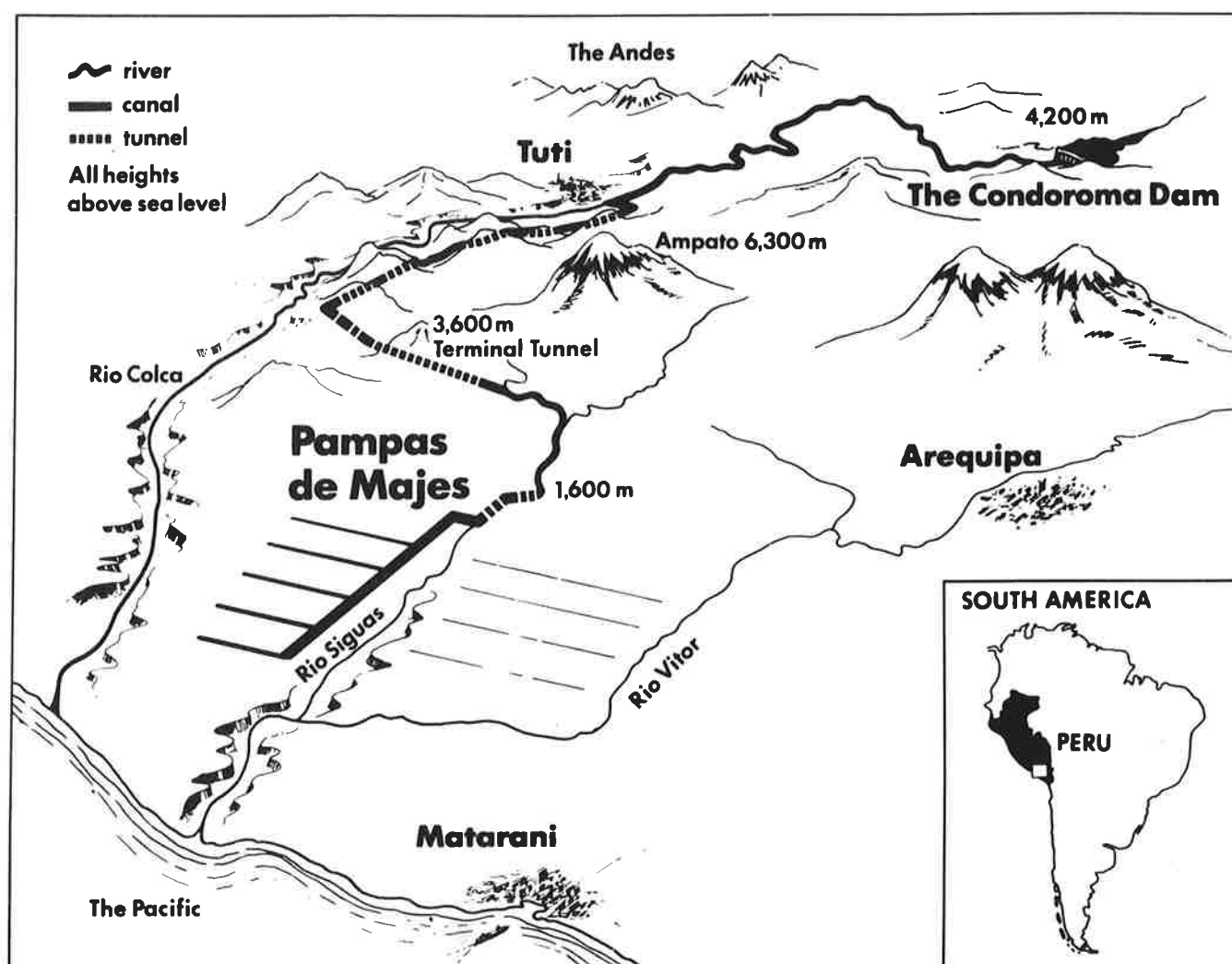


Fig. 2 Plan över projektet
Layout of project



Fig. 3 och 4 Exempel på områdets topografi
Examples of the area topography



DRIVNING OCH FÖRSTÄRKNINGSPLANERING		
BERGTYP	DRIFTSFÖRST.	BEDÖMD "STAND UP TIME" FÖR OFÖRST. BERG
A	INGEN ELLER 1"-2" SPRUTBETONG	MÅNADER ELLER ÅR
B	SPRUTBETONG 1"-3"	MER ÄN EN DAG
C	STÅLBÅGAR	TIMMAR VID KORTARE SALVOR
D	STÅLBÅGAR FORE-POLING ETC.	MINDRE ÄN TIMMAR

Fig. 5 Planning of tunnel driving

PROGNOS OCH UTFALL				
BERGTYP	PLANERAD		VERKLIG	
	BERGTYP %	FRAMDRIFT	BERGTYP %	FRAMDRIFT
A	55	200	36,8	200
B	30	120	41,1	180
C	14	60	19,8	90
D	1	-	2,3	40
	61 km		88km	

Fig. 6 Prognoses and reality

ERFARENHETER	
■	Fokusera intresset på det dåliga berget
■	Kontroll av vattensituation
■	Vaksamhet på hydrotermal omvandling
■	Lita ej på bra berg
■	Gynna tunnlar framför kanaler

Fig. 7 Summary of experiences gained during project

DOKUMENTATION AV HARSPRÅNGETS 30 ÅR GAMLA VATTENKRAFTTUNNEL

Documentation of the 30 year old Harsprånget tailrace tunnel

Avd dir Jüri Martna, Statens Vattenfallsverk

Inledning

Harsprångets kraftstation ligger i Stora Lule älv ca 10 km nedströms Porjus. Den utnyttjar en fallhöjd av 107 m och är med sina 910 MW effekt Sveriges största vattenkraftstation.

Harsprångets första utbyggnad skedde under åren 1945-1952 med tre aggregat. Avloppstunneln fick en längd av 2,9 km och en area av 190 m² med bredden 13 m och höjden 15 m. Denna tunnel togs i drift med det första aggregatet 1951.

Åren 1974-1982 utfördes andra utbyggnaden med ytterligare två aggregat. Därvid placerades aggregat 4 i den gamla maskinsalen och anslöts till den gamla avloppstunneln medan aggregat 5 fick en ny maskinsal och avloppstunnel. Denna nya tunnel, Harsprånget 5, har en area av 322 m² och togs i drift 1981. En del problem vid dess utförande har behandlats av Hedlund et al (1980).

I syfte att utöka utbyggnadsvattenföringen utfördes under maj 1981 - september 1982 en areaökning av den gamla avloppstunneln, Harsprånget 1-4. Därvid utsprängdes på en sträcka av 2,6 km en 7 m hög pall med en area av 85 m². Därmed ökades arean till 275 m². Ävenledes utfördes i uppströmsänden en tvärförbindelse mellan de båda avloppstunnlarna som har ett inbördes avstånd av ca 90 m.

Genom dessa åtgärder utökades utbyggnadsvattenföringen från 380 m³ per sekund till 1040 m³ per sekund.

I det följande beskrivs tillståndet hos den gamla avloppstunneln som vid torrläggningstiden hade varit i drift i 30 år.

Beläggningen på tunnelväggarna har analyserats av A Norqvist, Forsvarets Forskningsanstalt, Umeå, korrosionen av Lars Troselius, Vattenfall och trävirket av T Nilsson, Sveriges Lantbruksuniversitet, Ultuna. Boltometermätningarna utfördes av C Svensson, Geodynamik AB och fotografierna är tagna av C-E Bäck, Vattenfall.

Tunnelns allmänna tillstånd

Tunneln är sprängd i en medelkornig röd granit, Porjusgraniten. Berget innehåller ett antal amfibolitgångar som är mer eller mindre parallella med tunneln och stupar ca 60° mot höger (i relation till vattenflödet). Dessa gångar, som vållade en del problem i



Fig. 1 Sektion 2+500 efter uttagning av pallen.
Observera skrotningsfläckarna i taket.
Section 2+500 after the excavation of the bench.
Note the scaling spots in the roof.

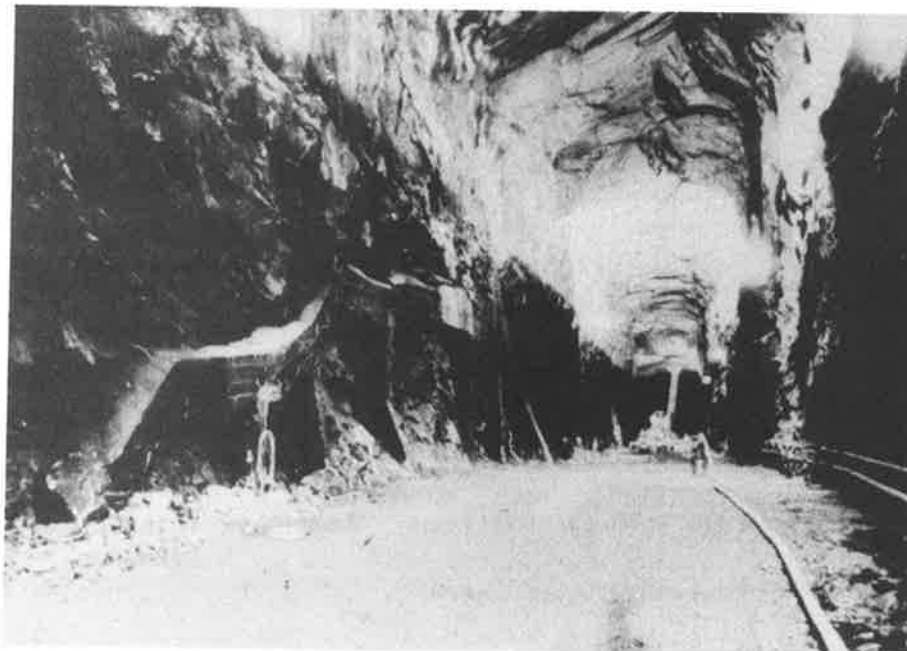


Fig. 2 Svallgalleri. Observera vattenlinjen.
The surge chamber. Note the water-line.

Harsprånget 5 (Hedlund et al. 1980), har även här orsakat utfall i tunnelväggar under byggnadstiden. Detta framgår av utförda förstärkningar. Dock har, på grund av tunnelns mindre höjd, problemen tydligen aldrig varit särskilt stora. Även i Harsprånget 5 började allvarliga utfall uppträda först vid ungefär 15 m tunnelhöjd.

Tunneln är oinklädd. Förstärkningar består av bergbultar, stöd av plåtsgjuten betong och konstruktioner av träbjälkar. Det förekommer även nätning, vilken förmodligen var avsedd som tillfälligt skydd.

Vid öppnandet fanns det måttliga mängder avlagringar, sand, grus och sten på tunnelbotten. Några spår av ras har ej kunnat iakttas men det är svårt att uttala sig därom med säkerhet. Några större ras har dock sannolikt inte förekommit efter idrifttagandet.

Tunneln är, som vanligt i vattentunnlar, försedd med en tunn beläggning som är svart i vått och mörkgrå i torrt tillstånd. Denna beläggning har analyserats och befunnits bestå av aeroba bakterier och svampar. Några anaeroba sulfatreducerande bakterier har inte hittats. Beläggningsen sitter mycket hårt fast och har varit till stort besvär vid sprutbetonering. Efter ett flertal försök med olika metoder var man slutligen tvungen att blästra bort den. På grund av denna beläggning är det i praktiken inte möjligt att utföra geologisk kartering i en tunnel som har varit vattenförande någon tid.

Skrötning

En väsentlig fråga i samband med tunnlar bestånd är det avlossnande av berg som med tiden sker i oinklädda bergtunnlar. Det verkliga avlossnandet i bemärkelsen "berg som spontant faller ut" är inte möjligt att kvantifiera i tunnlar som är i bruk. Ett ungefärligt och i någon mån subjektivt mått utgör den mängd berg som kan tas loss vid skrotning då bergytan återställs i ett visst skick en tid efter föregående skrotning. Man kan på så sätt beräkna ett avlossnande per yt- och tidsenhet.

Före utförandet av pallsprängningen skrotades tunneln. Genom den mörka beläggningsen syns det fläckvisa lossnandet av berg tydligt. Det är uppenbart att mängden löst berg per ytenhet varierar avsevärt längs tunneln.

Det har tyvärr inte varit möjligt att mäta mängden skrotat berg. Det har uppskattats att ca $3\,000\text{ m}^3$ material i löst mått har transporterats ur tunneln. Detta ger vid omräkning ca $15\text{ dm}^3/\text{m}^2$ utfall eller ca $0,5\text{ dm}^3/\text{m}^2$ och år. Vid okulär bedömning av tunnelytorna föreföll detta värde vara något för högt.

Värdet kan jämföras med värden från skrotningarna i Kilforsen och Torpshammar (Martna 1975). I tillfartstunneln i Kilforsen skrotade man efter 17 års uppehåll ca $6\text{ dm}^3/\text{m}^2$. I Torpshammar hade man under åren 1943-1971 på 90% av ytorna en avlossning av $0,1-0,4\text{ dm}^3$ per m^2 och år.

Betong

Det finns en del betongförstärkningar, såsom motgjutna pelare, väggar och bågar. Sprutbetong förekommer inte. Betonggjutningar-

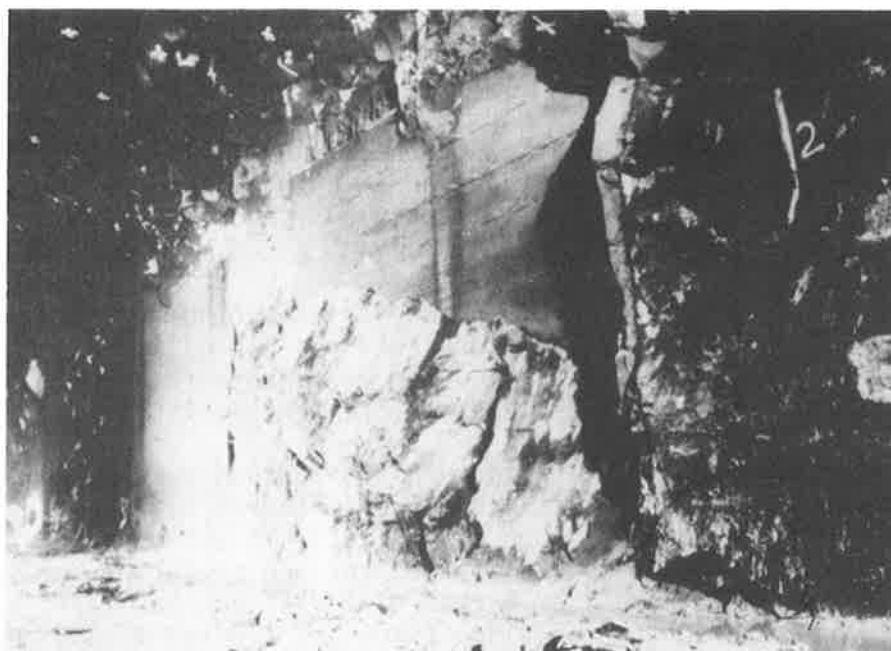


Fig. 3 Betongförstärkning efter utfallet längs en amfibolitgång. Sektion 0+850.
Concrete support after a rock-fall caused by an amphibolite dike. Section 0+850.



Fig. 4 Betongbågar i sektion 0+734, 0+740 och 0+753.
Concrete arches in sections 0+734, 0+740 and 0+753.

na har varit av varierande kvalitet i utförandet och några konstruktioner har betydande gjutsår. Några senare skadliga förändringar har inte kunnat iakttas. Fyra utborrade cylindrar har givit en medeltryckhållfasthet av 79 MPa.

Bergbultar

Genomgående har kilbultar som varmbockats vid bergytan kommit till användning. Det förekommer både släta bultar och sådana av kamstål. 25 mm är en vanlig diameter. En del av bultarna är injekterade.

11 st inte injekterade bultar, 6 släta och 5 kamstål, har dragits ut. Resultaten var mycket varierande. De släta bultarna höll för en belastning av 0,9 till 13,5 ton, i medeltal 7 ton. Kamstålsbultarna släppte stegvis men höll för en högsta belastning av 2,5 till 5,2 ton, i medeltal 4 ton.

17 st injekterade bultar har kontrollerats med Boltometer (Bergman et al., 1983). Resultatet kan tolkas så att 24% av bultarna hade en fullgod injekteringsfunktion (ingjuten minst 2,3 m), 35% hade en reducerad funktion, 41% en dålig funktion och ingen injekterad bult hade en mycket dålig eller obefintlig ingjutning.

En av dessa bultar med reducerad funktion, en 4,6 m lång slät kilbult, har borrats ut. Det visade sig att fullgod injektering nådde ca 0,75 m in från bergytan och att ytterligare 0,75 m var till hälften injekterad. I övrigt visade bulten inga spår av cement. Bulten var obetydligt rostig och kilen i funktionsdugligt skick. Det bör emellertid nämnas att bulten var satt i bra, sprickfattigt berg där sannolikt föga vattencirkulation har förekommit. Orsaken till den misslyckade injekteringen var sannolikt att hålet var för litet och påtagligt koniskt.

Korrosion

En genomsnittlig avfrätning av stål i tunnelvattner sker med 0,02-0,03 mm / år. Maximal gropfrätning är dock väsentligt mycket större, 0,1-0,2 mm per år. Korrosionen är störst intill bergytan, vid gränsen mellan det syrerikare strömmande tunnelvattnet och det syrefattigare stillastående vattnet i bulthålen.

De erhållna värdena på korrosionen är jämförbara med de man tidigare har erhållit från Trollhättan och Älvkarleby.

Förstärkningar av trä

Träförsträckningar av 5x5-tumsbjälkar är vanliga. De har utförts antingen som stående stöttor och pelare eller som liggande band, förankrade i berget med bultar som bockats runt bjälken.

Dessa träkonstruktioner är genomgående i gott skick. Ett prov har undersökts mikroskopiskt. Vedslaget var gran. Kraftig mikrobiologisk nedbrytning förekom i ett 2-4 mm tjockt ytlager, mindre angrepp till ett djup av ca 10 mm. De centrala delarna var oangripna. Där järn hade varit i kontakt med veden var denna kraftigt kemiskt nedbruten.

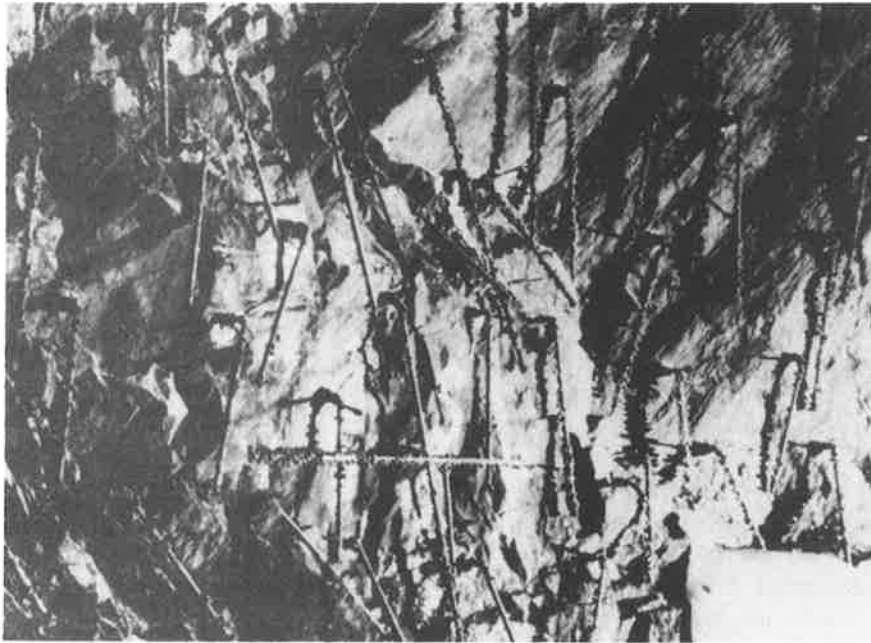


Fig. 5 Systembultning c/c 1 m i sektion l+600.
Systematic rock-bolting in section l+600.



Fig. 6 Träförstärkningar i sektion l+490.
Timber supports in section l+490.

Sammanfattning

Tunneln var vid öppnandet i gott skick och skulle ha fungerat i ytterligare många år utan behov av åtgärd.

Referenser

- Bergman S G A, Krauland N, Martna J and Paganus T: Non destructive field test of cement-grouted bolts with the Boltometer. Proc., 5th Intern Congress of ISRM, Melbourne, 1983
- Hedlund B, Martna J, Ritzén R och Röshoff K: Raset i Harsprångstunneln, BeFo Bergmekanikdagen, 1980 Stockholm, pp 209-230
- Martna J: Erfarenheter från besiktning av färdiga berganläggningar. Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte, 1975 Stockholm, pp 447-462

Summary

The Harsprånget 1-4 tailrace tunnel, situated in the Lule River in northernmost Sweden, was inspected after 30 years (1951-1981) of service. The tunnel is excavated in a medium-grained granite with amphibolite dikes. It is 2,9 km long and had a square area of 190 m², which was enlarged to 275 m² in 1981-1982. The tunnel is unlined but has supports of rock bolts, cast-in-place concrete and timber. The tunnel walls are covered with a thin dark layer of aerobic fungi and bacteria. This layer adheres very strongly to the rock. The spalling of the rock with time is estimated to be about 0.5 dm³/m² per year. The concrete is in a good condition. Four samples have a mean compressive strength of 79 MPa. 11 rock bolts of the slot-and-wedge type were pulled out and gave resistance of 0.9 to 13.5 tons. The maximal pit corrosion of steel has been 0.1-0.2 mm/year. The supports of 5x5 inch timber were fresh except for a 1 cm thick surface layer. In total, the tunnel was in good condition.

LIMHAMNSTUNNELN - EN TVÅ KILOMETER LANG TUNNEL I SEDIMENTÄR KALKSTEN I SVERIGE

The Limhamn Tunnel - a two kilometer long tunnel in sedimentary limestone in Sweden.

av
Carl-Olof Morfeldt, Tekn.Dr. x)

Ett erfarenhets- och referensobjekt efter mer än 15 år i drift.

Orientering - geologi

Berggrunden i malmöområdet i Skåne är uppbyggd av sedimentära bergarter, och Skåne, som är den sydligaste delen av Sverige har sålunda ur geologisk synpunkt en nordeuropeisk faciesutbildning.

Sålunda består berggrunden av kritkalksten från kritsystemets yngsta led, danien. Under denna tid för mer än 60 miljoner år sedan bildades kalkstenssedimenten på botten av ett relativt varmt hav och på ett djup av ca 50 m. Man skiljer mellan tre huvudtyper av danienkalksten, nämligen kokkolit-kalksten (saltholms-kalksten), bryozo-kalksten (=kolonier av mossdjur) och korall-kalksten.

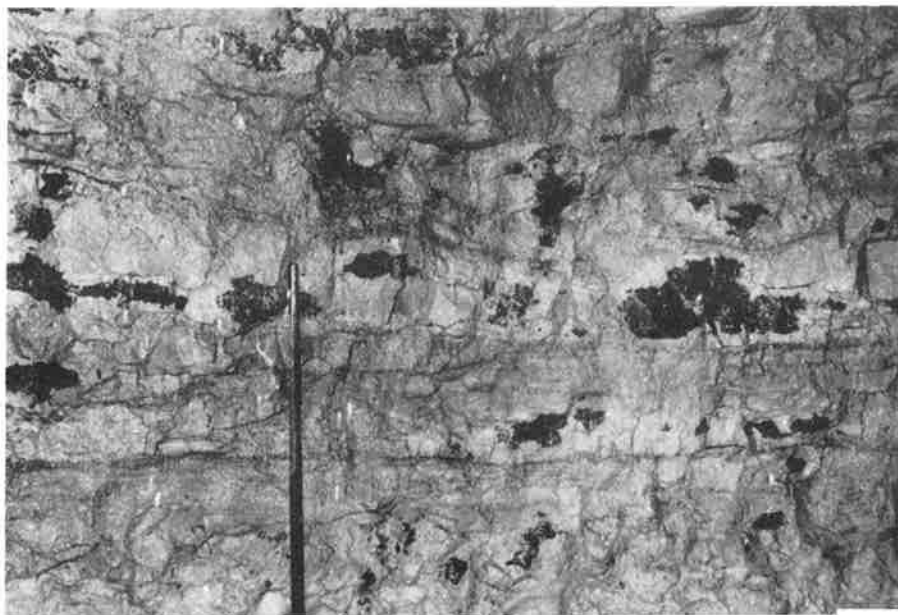


Bild 1. Kritkalkstenen i Limhamnstunneln har en relativt svagt utbildad skiktning, i vissa stråk förekommer flintkonkretioner.

In the Limhamn tunnel the limestone is very tight and has concretions of flint.

x) Verkst. dir. Hagconsult AB, Stockholm

Påpekas bör att moderna forskningar har gett anledning till att stratigrafiskt placera dessa kalkstensbildningar som äldsta tertiär.

I tunneln förekommer i huvudsak kokkolit- och bryozo-kalksten med skikt av mörk lera. Flinta förekommer rikligt i tunneln - ibland i form av lagrade band. Danienkalkstenen når ner till ett djup av omkring -70 m.

Bergartslagren uppvisar varierande hårdhet (tryckhållfastheter mellan 40 - 400 MPa).

De topografiska förhållandena och närheten till havet (Öresund) medförde att man hade en relativt ytligt belägen grundvattenyta.

Projektbeskrivning

I Limhamn har den sedimentära kalkstenen brutits i ett öppet dagbrott sedan början av detta sekel. Kalkstensbrottet har idag ovanligt stora dimensioner, med nära 100 m djup, och är beläget 2 km från cementfabriken.



Bild 2. Kalkstensbrottet i Limhamn.

The limestone quarry at Limhamn.

I början på 60-talet, i samband med utbyggnaden av cementfabriken, beslöt man att övergå från transport ovan jord genom Limhamns samhälle och bygga en tunnel under detsamma för bandtransport av krossad kalksten.

Tunneln börjar i brottet på nivå -45m, och går med en jämn stigning till avlastningsstationen under fabriken på nivå -16 m. Tunneln har en bredd av 4 m, och en höjd av 3 m (area 12 m²).



Bild 3. Tunnelpåslaget i kalkstensbrottet. Lägg märke till de vertikala väggarna som även i våra klimatförhållanden (frost) håller sig intakta.

The tunnel entrance in the limestone quarry. Note the vertical walls, that even in our climate (frost) are intact.

Förundersökningar

Beträffande berggrundens beskaffenhet och vattenföring kunde man inte ha en bättre "provgrop" än kalkstensbrottet. De relativt blygsamma pumpningar som under årtionden skett för läshållning i brottet, gav vid handen att bergmassan (den sedimentära kalkstensföljden) var mycket tät. För att få ytterligare erfarenhet av bergets kompetens vid tunneldrivning sprängde man sommaren 1964 från kalkstensbrottet 50 m av tunneln. De erfarenheter som gjordes då visade att man inte hade anledning att förvänta några bergtekniska stabilitetsproblem.

Bergborrningar utförda i närheten av den planerade tunneln i samband med grundvattenundersökningar etc, bekräftade också att kalkstenslagerföljden är mycket tät.

Tunneln går till en stor del under bebyggelse bestående av villafastigheter, som klarade sin vattenförsörjning med egna, grävda brunnar ner till bergytan. Grundvattenförhållandena har under åren varit stabila och vattentillgången i brunnarna god.

Drivningsskedet

Drivningen av Limhamnstunneln blev inledningsvis en fullständig uppvisning i hur en sänktratt i grundvattenytan bildas längs en tunnel i takt med indriften, och brunnsägarna rapporterade efter hand att brunnarna sinade. När grundvattensänkningen blev så

katastrofal att saltvattnet från Öresund började tränga in, beslöt man att i fortsättningen i tunnelfronten genom borrhningar på förhand undersöka bergets vattenföring, och vid behov genom förinjektering med cement täta berget. I ett stort antal observationsrör följdes tätningsresultaten. Jfr bild 4, som visar hur saltvattenfronten trängs tillbaka genom tätning av berget.

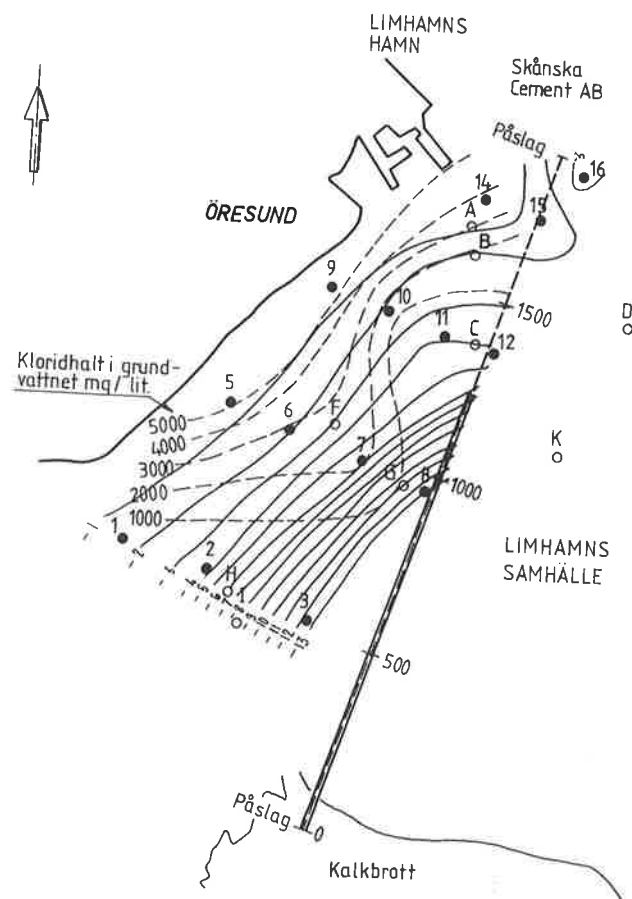


Bild 4. Kartan visar grundvattenytans nivåer kring tunneln, samt grundvattnets varierande kloridhalt. Indriften från söder är här ca 1.250 m. Skala 1:20.000.

The map shows the elevations of the ground water table around the tunnel and the variation of the salt water concentration in the ground water. The adit length from the south is 1,250 m here. Scale 1:20,000.

Vid tunneldrivningen påträffades några starka tektoniska störningar i berget, som medförde översvämning och totalt stopp p.g.a. de mycket omfattande förstärknings- och tätningsarbeten som blev nödvändiga. Detta medförde att tunnelns norra del helt kläddes in med sprutbetong och /eller total betongingjutning.



Bild 5. För applicering av sprutbetongen mot kalkberget i starkt läckande partier var det nödvändigt att genom dräneringsslangar förhindra att ett vattentryck byggdes upp.

When applying shotcrete on the limestone in the leaking parts, it was necessary to prevent water pressure from building up by means of drainage hoses.

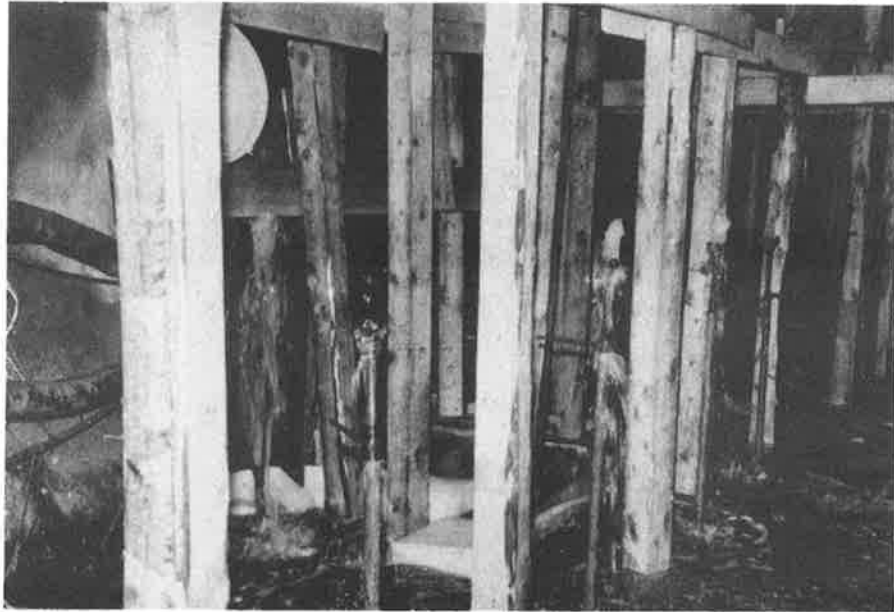


Bild 6. visar hur man var tvungen att gjuta in en bottenplatta av betong och stämpa denna mot tunneltaket, samtidigt som man med öppna injekteringsrör försökte hålla ner vattentrycket och undvika lyftning av bottenplattan. Den tjänstgjorde sedan som en del i den totala ingjutningen.

When casting the concrete floor, it had to be supported by struts against the tunnel ceiling and, at the same time the water pressure had to be kept down by open grout pipes and the concrete floor in place. This floor was then a part of the total concrete lining.



Bild 7. Även inifrån tunneln var det möjligt att följa grundvattentryckets variationer via tryckklockor. Detta gav möjlighet att följa effekten av tätningsarbetena.

The variations of the ground water pressure could be followed on manometers also from inside the tunnel. These manometers made it possible to see the effects of the sealings.



Bild 8. Trots förinjektering måste man ibland eftertäta läckande zoner genom injektering av tunnelgolvet.

In spite of the pre-grouting it was sometimes necessary to seal the leaking zones once again by grouting the tunnel floor after the blasting operations.

Målsättningen med tätningsarbetena var att minska ner den totala vatteninläckningen till 2 m³/min. Den geohydrologiska utredningen visade att man för hela tunnelsträckan borde kunna tolerera en läckvattenmängd av denna storleksordning, utan att någon risk för infiltration av saltvatten skulle förefinnas. Kontrollen under fler år efter det att tunneln tagits i bruk gav också belägg för att denna bedömning var riktigt.

ERFARENHETSÖVERFÖRING

I samband med bergarbeten i sedimentär berggrund med framför allt starkt växlande bergarter med olika fysikaliska och kemiska egenskaper, ställer man sig ofta frågan: Hur går det med våra förstärkningsarbeten på lång sikt?

Eftersom nu nära 20 år gått sedan Limhamnstunneln färdigställdes gjordes en analys av tunnelns status i januari -83. Gjorda iakttagelser presenteras nedan och förtydligas med en svit fotografier.

Sprutbetong enbart i tak

I större delen av tunneln har endast taket sprutbetongbehandlats. Detta har i första hand skett för att skydda den arbetande personalen och utrustningen i tunneln från nedfallande stenar. I vissa fall har man vid vattenförande zoner applicerat dräneringsrör av plast för att undvika vattentryck under sprutbetongen. Dessa dräneringsslangar fungerar alltså, och har icke täppts igen av utfällt kalcit, jfr bild 9.



Bild 9.

Sprutbetong i såväl väggar som tak

Denna visade sig överallt vara intakt, jfr. bild 10, sektion 1200 och bild 11, sektion 1400. Sprickor som uppstått i sprutbetongen har läkts med utfälld kalcit (droppstensbildning), jfr bild 11. a.



Bild 10.

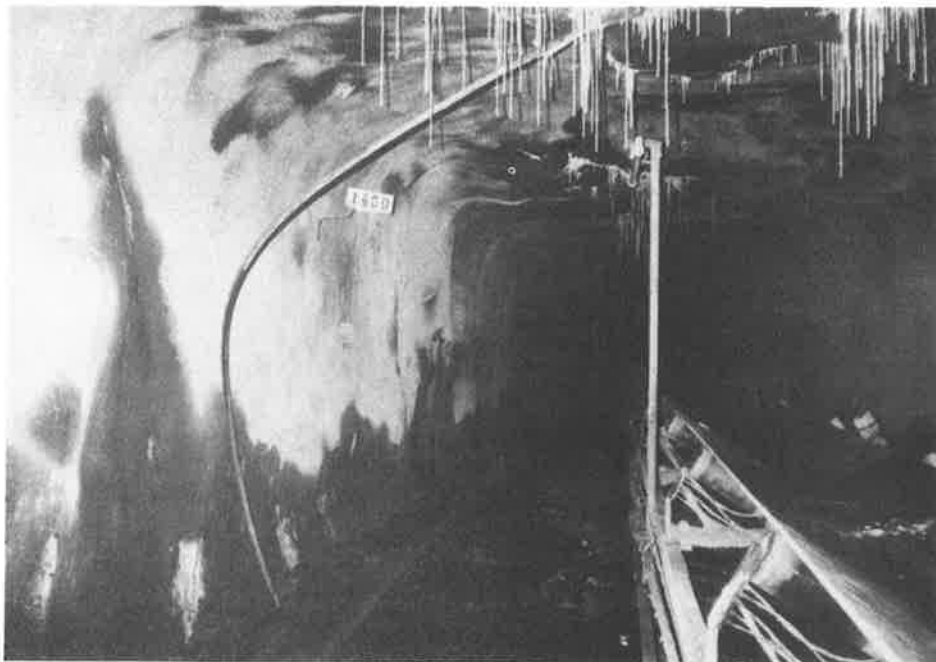


Bild 11.



Bild 11 a. Detalj.



Bild 12. Sektion 1600. Sprutbetongen är alljämt intakt. Endast en smärre spricka.

Section 1600. The shotcrete is still intact. One minor fissure only.

Ingjutning med betong



Bild 13. Sektion 1700. Visar gränsen mot det genom betonggjutning förstärkta tunnelavsnittet.

Section 1700. Beginning of the part of the tunnel that was lined with concrete.

Vid den stora störningszonen i tunnelns norra del som på grund av tättnings- och förstärkningsarbeten stoppade tunnelarbetena nära ett halvår, jfr bild 6, var det nödvändigt att "gjuta in" tunneln, jfr bild 13.

Urlakning - urspolning - vattenläckning

Cementinjekteringen har fungerat väl genom åren. Någon urlakning av densamma har om man studerar dagens läckningsmängder icke skett. Snarare finns både i berget och i sprutbetongen tecken på "bergets självläkande förmåga" genom utfällning av kalcit.

Någon urspolning av svaga kalkstensskikt kunde icke iakttagas.

Under mars -83 uppmättes den totala inläckande vattenmängden till 1,5 m³/min, dvs 25 % lägre än de flödesmängder som uppmättes åren närmast efter det att tunneln färdigstälts.

Slutligen kan det vara av intresse att nämna att även en viss återställning av grundvattnet skett, vilket bl a kunde utläsas av tryck-klockorna, som märkligt nog ännu fungerade.

Beställare: CEMENTA AB

Entreprenör: AB Skånska Cementgjuteriet

Injektering och sprutbetong: Stabilator AB

Konsult (efter vattenkatastrofen) och

ledning av tunnelarbetena : Hagconsult AB (C-O Morfeldt)

Foto: Bengt Nicolson och författaren.

SUMMARY

The Limhamn tunnel - a two kilometer tunnel for transport underneath the community of Limhamn, near Malmö, Skåne, the south of Sweden.

The tunnel (area 12 m²) was built for transport of raw material between the limestone quarry and the concrete factory. The rock consists of sedimentary limestone from the Tertiary-Cretaceous systems. This, basically very tight rock, had a few disturbed zones in direct connection with the sea (Öresund).

The tunnel project spectacularly showed how the construction of tunnel influenced the ground water. Thus, the ground water sank and emptied around one hundred wells in the area. For half a year catastrophic water leakages stopped the construction. Probing, pre-grouting, shotcreting and complete lining (concrete) from the tunnel entrance were necessary, although the rock was very competent from rock stability viewpoint.

By thorough inspection of the tunnel after more than 15 years we found that

- the concrete grouting had kept its sealing effect.*
- the shotcrete lining was practically without faults.*
- the complete concrete lining was without faults.*
- the drainage hoses to avoid water pressure underneath the shotcrete were still working.*
- the leaking water volume is today 25 % less than 18 years ago.*
- absolutely no signs of "washing out" of weak limestone layers can be found.*

UPPFÖLJNING AV INJEKTERINGSARBETEN I TUNNLAR SAMBAND MELLAN BERGFÖRHÅLLANDEN OCH TÄTNINGSRESULTAT

A follow-up of pregrouting operations in rock tunnels
Connections between rock conditions and sealing results

Fil.lic. Kai Palmqvist, BERGAB-Berggeologiska Undersökningar AB,
Göteborg

INLEDNING

Stiftelsen Bergteknisk Forskning (BeFo) samlade i november 1978 ett tjugotal representanter för beställare, entreprenörer, konsulter och institutioner för att diskutera vattenproblem i samband med bergbyggande. I en rapport från mötet (Franzén 1979) sammanfattas diskussionen och formuleras några områden, inom vilka konkreta projektförslag borde utformas. En tillsatt arbetsgrupp presenterade i december 1979 fem projektförslag, vilka ansågs värda att snarast påbörjas. Med ett av dessa projekt avsågs att genom successiv uppföljning av geologi, injekteringsteknik och tätningsresultat vid ett antal tunnlar under drivning, söka utvärdera lämpliga tätningsmetoder vid olika geologiska förhållanden och täthetskrav.

BERGAB erhöll 1980, på en ansökan tillsammans med BeFo, medel från Byggforskningsrådet för det beskrivna projektet med fil lic Kai Palmqvist som projektledare.

Forskningsarbetet kommer att redovisas i en slutrapport under februari 1983. I mitt föredrag kommer jag endast att redovisa korta utdrag ur rapporten.

UPPLÄGGNING

Den detaljerade geologiska och bergtekniska uppföljningen har utförts i sju utvalda underjordsanläggningar. I fem av objekten har drivningen pågått under datainsamlingsperioden medan bergarbetena i två av objekten var avslutade. Sammanlagt omfattar uppföljningen närmare 3 000 injekteringsskärmar.

Följande faktorer har legat till grund för valet av studieobjekt:

- omfattande förundersökningar har utförts
- geologisk och bergteknisk prognos har upprättats
- tunnarna har varit tillgängliga för geologisk och bergteknisk datainsamling i fält

- protokoll över utförda borrhings- och tättningsarbeten etc har tillhandahållits av resp byggherre
- tunnlarna har god regional spridning och varierande djupläge
- ställda täthetskrav fordrar injekteringsinsatser
- tunnlarna är belägna i olika bergarter och/eller tektoniska regioner

Södra Sverige representeras i projektet av Bolmentunneln, som skall förse delar av Skåne med färskvatten från sjön Bolmen. Tunneln är ca 80 km lång och går från Bolmen ner till Perstorp i Skåne (fig. 1).

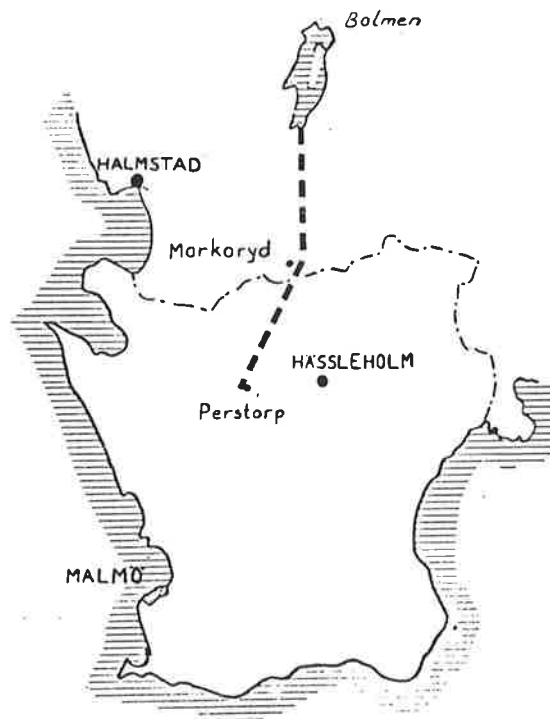


Fig. 1 Bolmentunneln

Fresh water tunnel from Bolmen to Perstorp

I göteborgsområdet har fem olika tunnlar studerats. Fyra av dem är spillvattentunnlar medan den femte är en tunnel för överföring av hetvatten (spillvärme) från Shells raffinaderi på Hisingen till centrala Göteborg. Tunnlarnas lägen framgår av fig. 2.

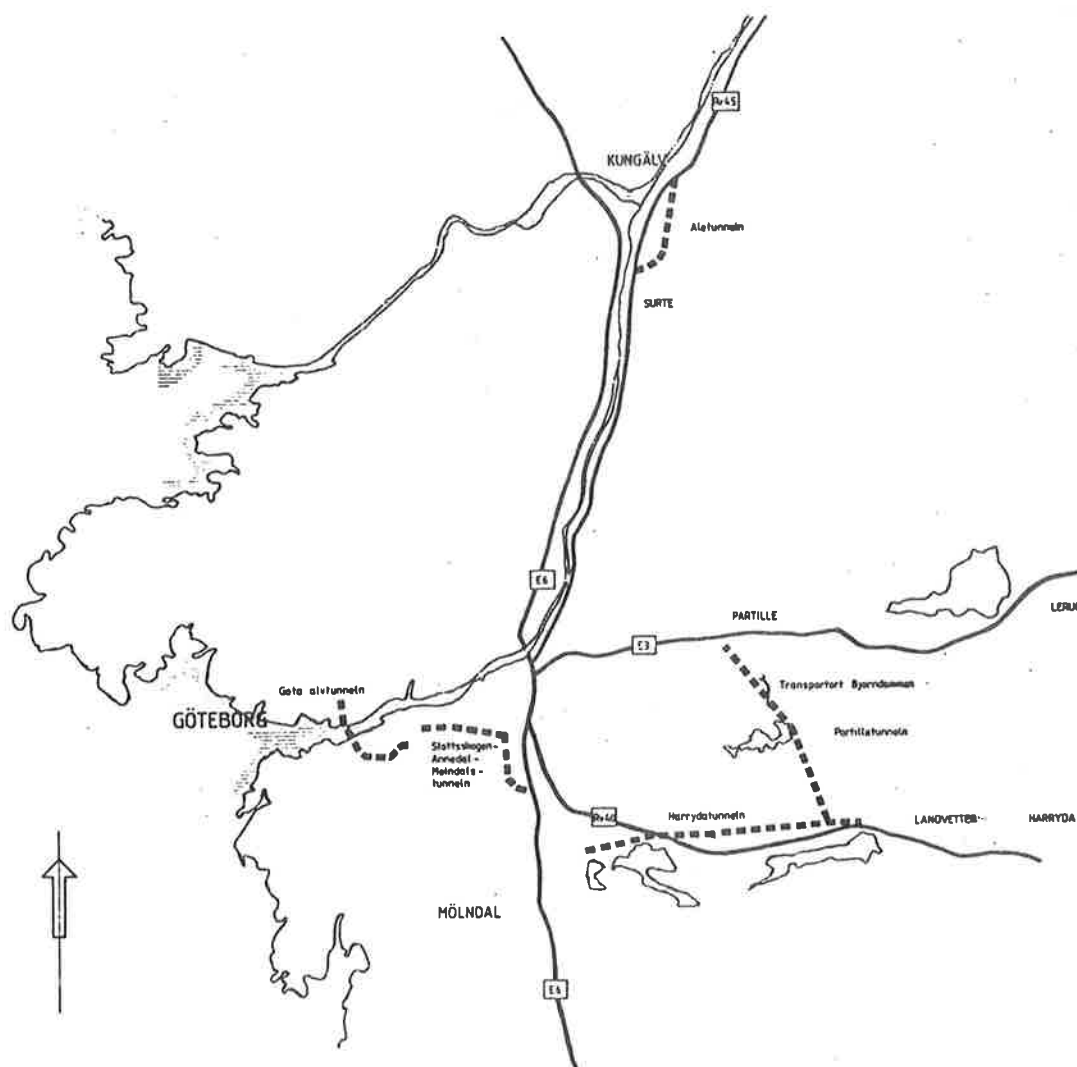


Fig. 2 I projektet ingående tunnlar i göteborgsområdet
Studied tunnels in the Gothenburg area

I stockholmsområdet har den pågående utbyggnaden av tunnelbanan studerats. De aktuella sträckorna utgör delar av Järvabanans södra bangren genom Solna och Sundbyberg. (fig. 3).

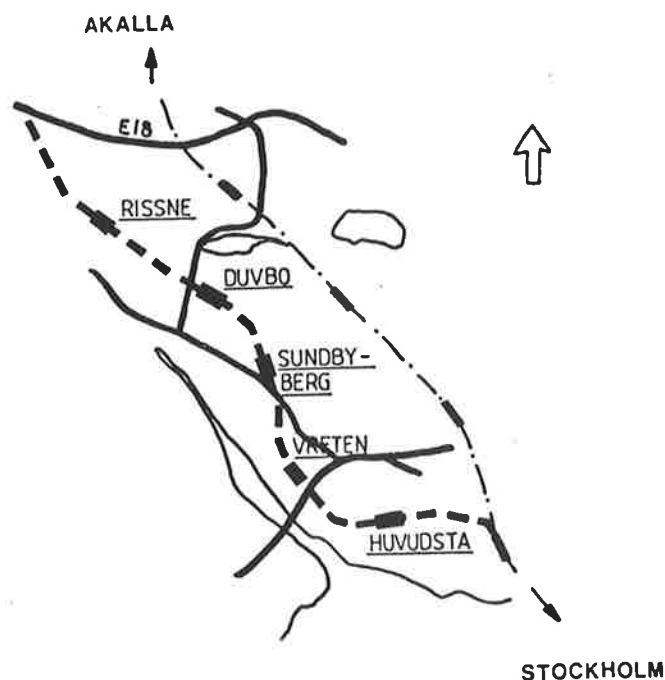


Fig. 3 Stockholms tunnelbana, delen Västra Skogen-Rinkeby
Part of Stockholm's underground from Västra Skogen
to Rinkeby

METODIK

För att möjliggöra utvärdering av de insamlade uppgifterna med hjälp av olika dataprogram upprättades en grunddatatabell, som omfattar 32 parametrar (fig.4). Med hjälp av parametrarna beskrivs varje förinjekteringsskärm detaljerat med avseende på såväl bergförhållanden som tätningsutföranden och resultat.

I tabellen har för beskrivning av bergförhållandena i de olika skärmarna använts kodbeteckningar för bl a sprickmönstertyp, sprickfyllnad och vattenläckage. Dessa beteckningar ingår i ett beteckningssystem som BERGAB använt i mer än 10 år vid såväl projektering av tunnlar och bergrum som vid dokumentation av utsprängda anläggningar. För att ge möjlighet att studera om det även inom "bra berg" finns varianter som är svårtätade har det ursprungliga systemet kompletterats med ytterligare klasser.

Beteckningssystemet omfattar utöver sprickmönstertyp (kolumn 5) även typ och grad av leromvandling (kolumn 7) samt vattenläckage (kolumn 4).

Systemet bygger på att det svenska urberget oftast är av mycket god kvalitet för bergbyggande och att dåligt berg vanligen är knutet till olika typer av krosszoner. I det bra berget uppträder en eller flera sprickgrupper med relativt låg sprickfrekvens. Med hänsyn till bergets typ och grad av uppsprickning har fyra klasser urskiljts, benämnda A, B1, B2 och B3.

Krosszoner utgör vanligen välavgränsade stråk där berget är mer eller mindre sönderkrossat och sprickfrekvensen hög. Till krosszonsfamiljen har i beteckningssystemet även förts två typer av sprickzoner. Dessa uppbyggs av planparallella sprickor med relativt hög till hög frekvens. De olika typerna av krosszoner har tilldelats kodbeteckningar från K1 till K5. Där varierande grad av sönderkrossning uppträder inom en och samma zon kan flera kodbeteckningar användas vid beskrivningen.

De olika sprickmönstertyperna har schematiskt åskådliggjorts på fig. 5 och definieras enligt följande:

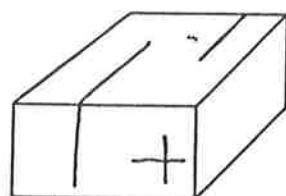
Sprickmönstertyper utanför egentlig sprick- eller krosszon

- A "bra berg" (genomgående sprickor saknas)
- B1 "berg med sprickor" - huvudsakligen en sprickriktning
- B2 "berg med sprickor" - flera sprickriktningar som avgränsar block med starkt varierande storlek
- B3 "storblockigt berg" - regelbunden blockig utbildning (blockstorlek 60-200 cm)

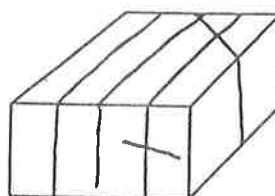
Sprickmönstertyp i sprick- eller krosszon

- K1 skivigt berg (skivor ≥ 10 cm)
- K2 tunnskivigt berg (skivor < 10 cm)
- K3 zon med korsande sprickriktningar (blockstorlek 20-60 cm)
- K4 zon med korsande sprickriktningar (blockstorlek < 20 cm)
- K5 helt sönderkrossat berg

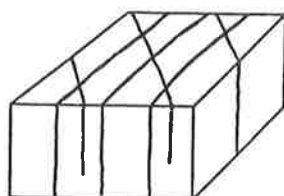
Sprickmönstertyper utanför egentlig sprick- eller krosszon



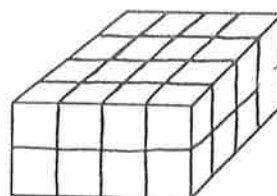
A



B1

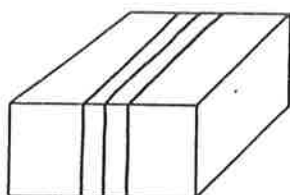


B2

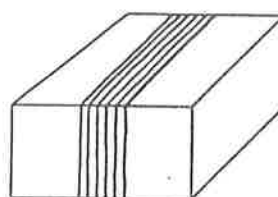


B3

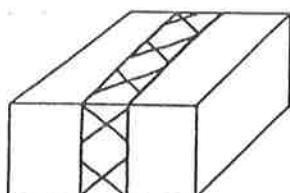
Sprickmönstertyper i sprick- eller krosszon



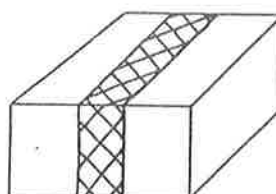
K1



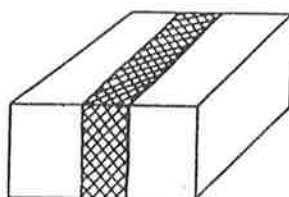
K2



K3



K4



K5

Fig. 5 Schematisk bild över vanliga typer av uppsprickning i berggrunden
Schematic picture showing common types of fissured bedrock

Typ och grad av leromvandling åskådliggörs schematiskt på fig. 6 och definieras på följande sätt:

- L1 "lerslag", enskilda sprickor med bredden ≤ 10 cm
- L2 "lergång", enskilda sprickor med bredden > 10 cm
- L3 "zon med leromvandling i de flesta sprickor"
- L4 "allmän leromvandling"

Lermineralisering

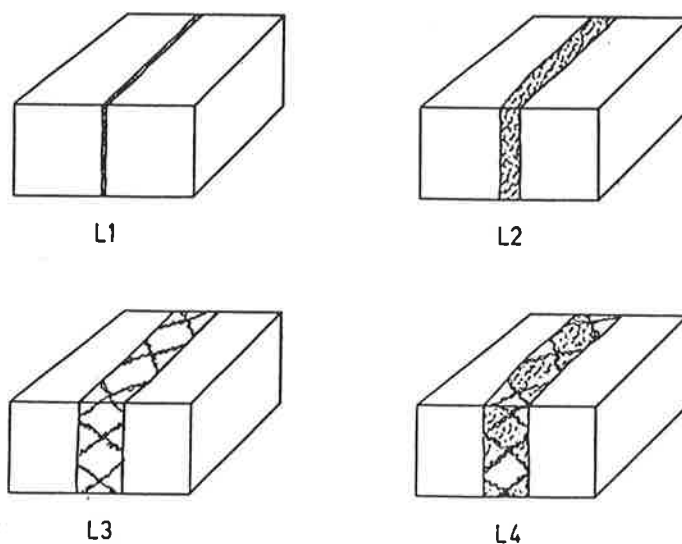


Fig. 6 Schematisk bild över olika typer av lermine-
ralisering i berget
Schematic pictures showing different types of
clay mineralisations in the bedrock

Synliga vattenläckage delas efter storlek in i tre klas-
ser, små läckage (v), måttliga ($\bar{v}$) och stora läckage ($\bar{\bar{v}}$).
De definieras:

- v fukt - svagt dropp
- $\bar{v}$ starkt dropp - svagt rinnande vatten
- $\bar{\bar{v}}$ starkt rinnande - spolande vatten

Med hjälp av en kombination av kodbeteckningar kan berg-
förhållanden och vattenläckagen längs en injekterings-
skärm beskrivas på ett sådant sätt att jämförelser med
andra skärmar är meningsfulla. Önskas en ytterligare

detaljeringsgrad i beskrivningen kan detta uppnås med hjälp av kolumnerna 6,8,9,11 och 12. Inom dessa kolumner har använts konventionella beteckningar.

Specifik information av vikt som ej täcks in i de "geologiska kolumnerna" har förts in som anmärkning i kolumn 32.

Kolumnerna 13-31 i grunddatatabellen innehåller de parametrar, som valts för att göra det möjligt att statistiskt jämföra injekteringsuppgifter från olika skärmar.

Med det stora antal injekteringsskärmar som studerats inom projektet har det ej varit praktiskt möjligt att i grunddatatabellen ta med uppgifter från de enskilda injekteringshål. Det har därför gällt att finna ett lämpligt urval av uppgifter ur de många gånger mycket innehållsrika protokollen.

INJEKTERINGSUTFÖRANDE

Tätning av berget mot inläckande grundvatten har i samtliga tunnlar främst skett genom förinjektering med cement. Som komplement till denna har där så bedömts erforderligt utförts efterinjektering.

Tillåten inläckning har i göteborgsområdets spillvattentunnlar varit max 20 l/min km. I Göta älvtunneln är motsvarande siffra 2 l/min 100 m. Inom de studerade sträckorna av tunnelbanan i Stockholm varierar tillåten inläckning mellan 3 och 10 l/min 100 m. I Bolmentunneln har tillåten inläckning ökats från 90 till 400 l/min km.

De höga täthetskraven i tunnlar i Göteborg och Stockholm innebär i praktiken att droppläckage måste åtgärdas. I dessa tunnlar har täthetskraven lett till att tätningsarbetet bedrivits som systematisk förinjektering. Förinjektering utförs däremot i Bolmentunneln endast vid viss vattenmängd i sonderingshål.

Injekteringsskärmarna har i princip trattform. Avståndet mellan närliggande borrhål varierar mellan olika tunnlar men också med täthetskrav. Vid fullfrontsinjektering uppgår avstånden mellan borrhålsspetsarna utanför väggar och tak till ca 2,5 m. I botten väljs vanligen halva avståndet. I många skärmar har även utförts mellanliggande hål. Det har givit ett avstånd mellan närliggande hål på ca 1 m.

I göteborgsområdets spillvattentunnlar har i bättre berg endast utförts botteninjektering. Ytterligare reducering av antalet borrhål har förekommit längs delar av Aletunneln där endast 2 sonderingshål utförts.

ANALYS OCH SLUTSATSER

Tättningsresultatet vid förinjektering påverkas av en rad faktorer. Bland dessa kan nämnas:

Berggrundsförhållanden

- a) bergarter
- b) sprickmönster, sprickfrekvens
- c) sprickfyllnad, sprickegenskaper (även vattenförling)
- d) bergspänningar
- e) grundvattentryck

Injekteringsutförande

- f) antal borrhål
- g) borrhålslängd
- h) borrhålsriktning
- i) injekteringsmedel
- j) injekteringsordning
- k) injekteringsstryck
- l) tillgänglig tid

Utsprängning

- m) skadezon
- n) tid mellan injektering och salva

I detta föredrag kommer att redovisas resultat från utvärdering av faktorerna a - c.

Vid utvärderingen kan följande kriterier på otillfredsställande tättningsresultat användas:

- 1 Vatten vid sond- eller salvborrning
- 2 Ominjektering (läckage i stufvar eller enligt 1)
- 3 Efterinjektering
- 4 Synliga läckage
- 5 För höga värden vid läckvattenmätningar

De kriterier, som huvudsakligen använts vid utvärderingen är ominjektering, efterinjektering och synliga läckage.

Berggrundsförhållanden - tättningsresultat

Bergarter

- - - - -

Bergarternas betydelse för bergmassans vattenförling ligger i hur de reagerat på påkänningar i jordskorpan. De har därvid utbildat karakteristiska mönster för sprickor

och störningszoner.

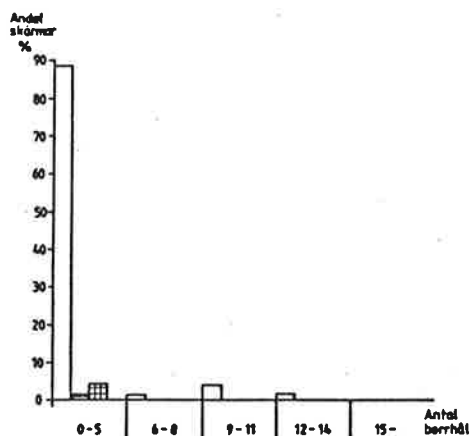
Ibland har dock bergarten haft en mer direkt betydelse för tättningsresultatet. I kontakten mellan gnejs och i denna längs förskiffringen inlagrade amfiboliter har framför allt längs vissa delar av Bolmentunneln men även i några av göteborgstunnlarna uppträtt svårtätade läckage. Detta har speciellt gällt vid flack stupning eller när skivorna stryker nära parallellt med tunneln. Samma problem uppträder också i enstaka sprickor och sprickzoner längs gnejsens förskiffring. I mer massformiga bergartsled har flacka avlastningssprickor ibland givit upphov till kvarvarande läckage.

Gångbergarter kan ibland ge upphov till tättningsproblem. Även om flertalet gångar av pegmatit är små kan de på grund av bergartens sprödhet vid tektonisering uppvisa stora punktläckage. Studerade diabaser har visat upp en småblockig struktur med relativt liten vattenföring i sprickorna. Egentliga tättningsproblem har inte uppträtt i själva diabasen. Däremot har i flera fall svårtätade krosszoner uppträtt i anslutande sidoberg.

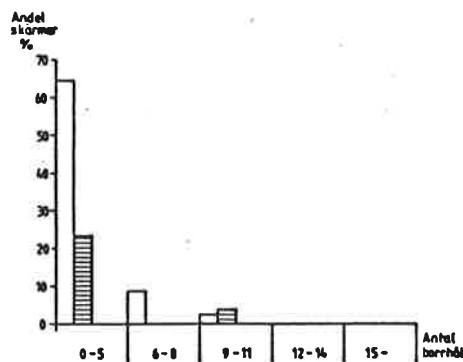
Sprickmönstertyp

I fig.7 redovisas, som exempel på tättningsresultatet vid olika sprickmönstertyper, en sammanställning av HARRYDATunnelns enkla skärmar. Med enkla skärmar avses skärmar med endast en sprickmönstertyp. I figuren visas för varje borrhålsklass den procentuella fördelningen mellan täta skärmar (synliga läckage saknas) och läckande. Tätt berg betecknas i figuren med (-).

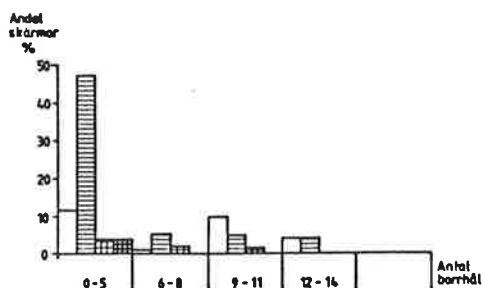
Av figuren framgår att skärmar utan synliga läckage dominerar i sprickmönstertyperna A och B1. De utgör en mindre del av typerna B2 och B3 och saknas helt i de olika krosszonstyperna. Med ökad uppsprickning i bergmassan ökar såväl andelen läckande skärmar som läckagens storlek. Förhållandet är detsamma i samtliga tunnlar trots varierande tättningsutförande.



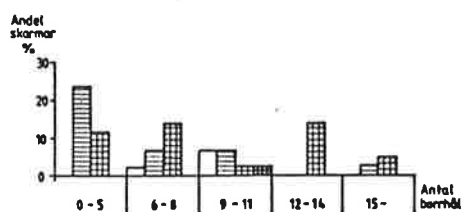
Sprickmönstertyp A



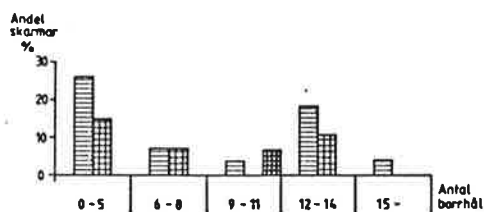
Sprickmönstertyp B1



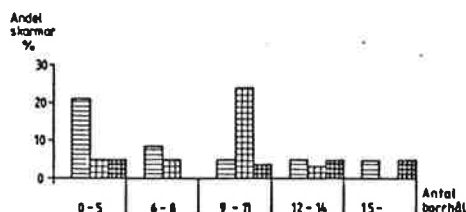
Sprickmönstertyp B2



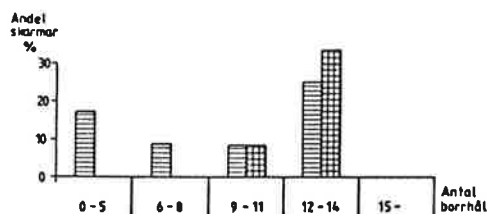
Sprickmönstertyp B3



Sprickmönstertyp K1-K3



Sprickmönstertyp K3



Sprickmönstertyp K3-K4

BETECKNINGAR

- (-)
- ▨ V
- ▩ V
- ▧ V

Fig. 7 Härrydatunneln. Enkla skärmar. Procentuell fördelning av täta och läckande skärmar vid olika borrhålsklasser och sprickmönstertyper

The Härrydatunnel. PregROUTINGS in bedrock with simple types of fissure pattern. Leaking and not leaking pregroutings as a percentage of all pregroutings for different drill hole classes and types of fissure patterns

Sprickfyllnad

Inom samtliga tunnlar förekommer en eller flera typer av lerfyllda sprickor. De uppträder vanligen inom eller i nära anslutning till sprick- eller krosszoner. Den helt dominerande typen är L1 men inom krosszoner förekommer även typerna L1-L3, L3 och L4 i några tunnlar.

I fig. 8 redovisas alla skärmar i spillvattentunneln Slottsskogen-Annedal-Mölndal, som efterinjekterats på grund av otillfredsställande tättningsresultat.

Sprick- mönster- typ	Eftrinj. delsek m lera	Eftrinj. delsek u lera	Eftrinj. delsek. %	Ej eftrinj. delsek. m %	Ej eftrinj. delsek. %
A	-	7	7	13	93
B1	2	47	49	2	51
B2	5	13	18	22	82
B3	4	67	71	15	29
K1-K3	46	-	46	46	54
K2	40	-	40	50	60
K3	19	16	35	44	65
K3-K4	17	26	43	37	57
K4	16	8	24	56	76
K4-K5	53	-	53	47	47
K5	50	-	50	50	50

Fig. 8 Slottsskogen-Annedal-Mölndal. Samband mellan sprickmönstertyp och efterinjektering. Delsektioner med och utan lerfyllda sprickor.

The Slottsskogen-Annedal-Mölndal tunnel. The connections between the fissure patterns and the grouting after blasting. Parts of sections with and without clayfilled fissures.

Av fig. 8 framgår att efterinjektering utförts i ett stort antal olika sprickmönstertyper. De största klasserna är i fallande ordning B2, K3, K3-K4, B1 och B3.

Sprickfyllnad av lera förekommer i större omfattning i delsektioner, som ej efterinjekterats än i de som har efterinjekterats. Bilden är densamma för flertalet sprickmönstertyper även i övriga tunnlar. Detta innebär att tättningsproblemen inte ökar nämnvärt, när skärmarna inne-

håller något eller några lerslag. Mer omfattande ler-mineralisering i bergmassan medför däremot definitiva tättningsproblem.

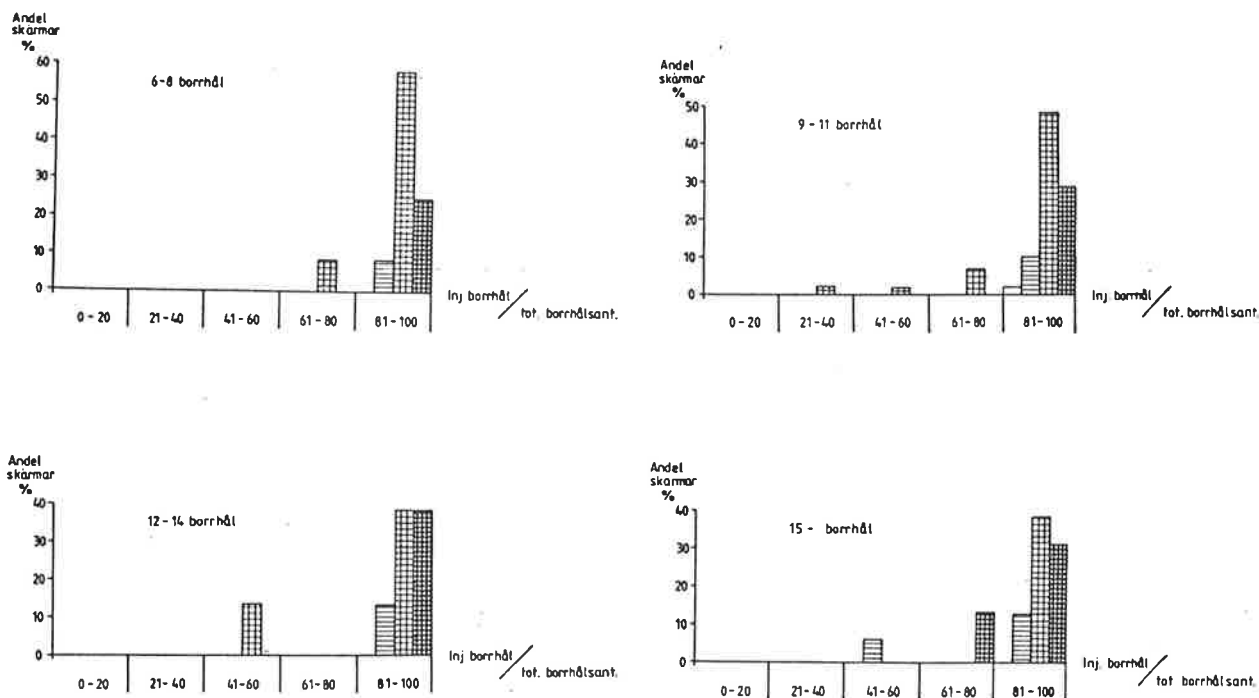
När det gäller kvarts- och kalcitfyllda sprickor är bergmassans totala sprickighet mer avgörande för hur svårt berget är att täta än enstaka mer eller mindre läkta sprickor.

Orsaker till tättningsproblem vid förinjektering

Eftersom såväl andelen läckande skärmar som läckagens storlek ökar vid ökad uppsprickning i bergmassan och detta även när fullfrontsinjektering utförts med utökat antal hål, har undersökts hur många av hålen, som varit injekteringsbara. I fig.9 redovisas som exempel de procentuella andelarna injekterade hål i förhållande till totala antalet hål vid förinjektering i Bolmentunneln.

Diagrammen visar att andelen injekterade hål, i det helt övervägande antalet skärmar, varit hög. Även där 15 borrhål eller fler utförts överväger dock måttliga och stora läckage trots att antalet oinjekterade hål varit obetydligt i flertalet skärmar.

En grundläggande orsak till många av tättningsproblemen är vattnets oregelbundna uppträdande i bergmassan (fig.10).

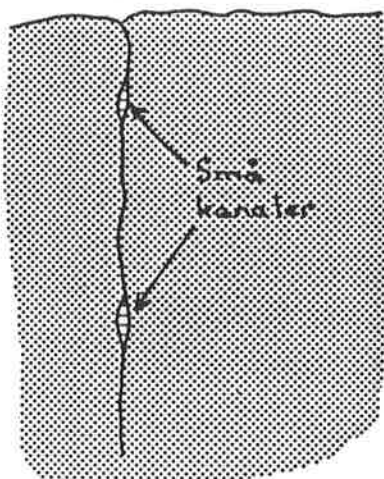


Beteckningar se fig. 7

Fig. 9 Bolmentunneln. Procentuella andelar injekterade hål i förhållande till totala antalet hål vid förinjektering

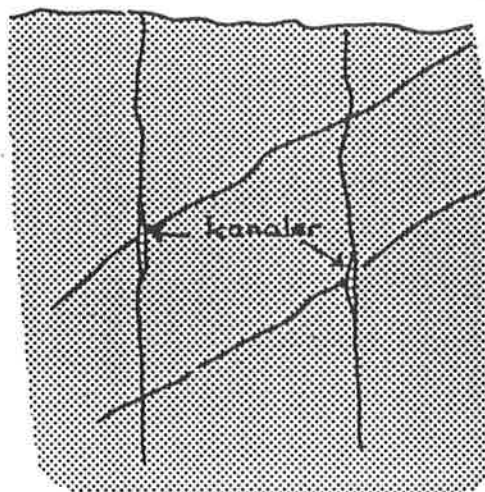
The Bolmen tunnel. Grouted drillholes in relation to the total number of drillholes

Spricka



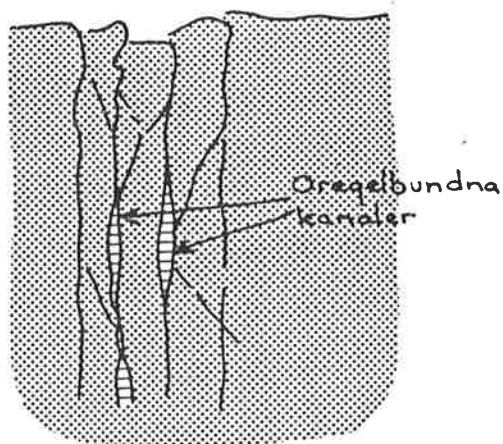
Tät eller kanaler med
liten vattenföring (större
vattenföring vid bergartsgräns)

Korsande sprickor



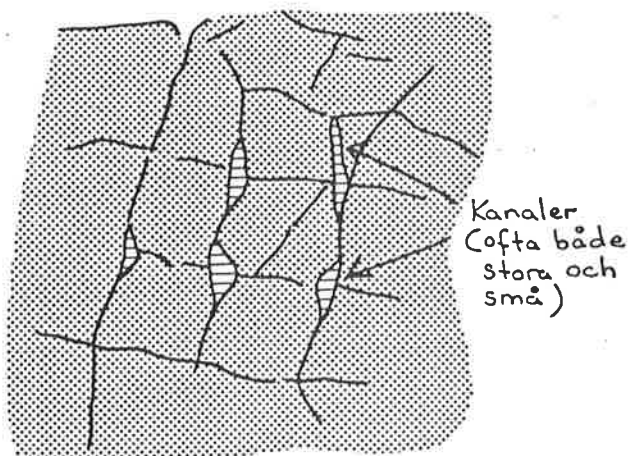
Ofta liten vatten-
föring

Sprickzon



Varierande grad av
vattenföring

Krosszon



Vattenföringen är
bl a beroende av
krossningsgrad

Fig. 10

Principskiss över vattnets förekomst i
sprickor och krosszoner

Schematic pictures showing the principles
of water occurrence in fissures and crushed
zones

Figuren visar hur vattnet i olika spricksituationer följer kanaler längs sprickytorna. Mellan kanalerna är sprickorna täta. Detta leder till att det även mellan tätt placerade borrhål kan förekomma stora skillnader i vattenföring och detta trots att hålen korsar i stort sett samma sprickor.

Tättningsresultat och tättningsproblem

De utförda uppföljningarna har visat att:

- använda injekteringsmetoder och injekteringsmedel har givit tillfredsställande tättningsresultat i sprickmönstertyperna A, B1 och B2.
- i storblockigt berg (B3) samt i krosszonstyperna K3 (blockigt) och K4 (småblockigt) har tättningsproblem förekommit i alla tunnlar.
- sprickzonstyperna K1 och K2 har vid ogynnsam orientering i förhållande till tunnelriktning orsakat svårtätade läckage.

Orsaker till tättningsproblem i sprickmönstertyperna B3, K3 och K4 har huvudsakligen varit:

- injekteringshålen har inte fått kontakt med alla sprickkanaler.
- injekteringshålen har korsat såväl stora som små sprickkanaler med dålig tätning av de senare som resultat.
- sprickkanalerna har varit för fina för cementinjektering

För en tekniskt-ekonomiskt optimal tättningsinsats fordras därför att såväl injekteringsskärmar som tättningsutförande anpassas till berggrundens sprickmönster och sprickkanalernas vattenföring.

LITTERATURFÖRTECKNING

- | | |
|-------------------|---|
| Franzén, T., 1979 | "Täta tunnlar bättre. Seminarium november 1978 om behov av forskning för bättre vattenprognoser och tättningsmetoder", BeFo rapport nr 302:1/79 |
|-------------------|---|

SUMMARY

A follow-up of pregrouting operations in rock tunnels. Connections between rock conditions and sealing results.

With the intention to evaluate the best practical and most economic way to prevent water leakage into rock tunnels under different hydrogeological conditions and different sealing demands a follow-up of pregrouting in different rock tunnels has been performed.

The datacollection has been done in the Bolmen tunnel, in five different tunnels in the Gothenburg area and in some parts of the underground in Stockholm. All together the investigation ran to nearly 3 000 pregrouting events.

In the follow-up and datacollection the purpose has been to obtain a documentation of rock conditions, sealing technique and sealing results, which is as far as possible equally good for each tunnel. The collected informations have been put into a basic table containing 32 parameters. With the aid of these it has been possible to describe each grouted section in detail with respect to both rock conditions and sealing efforts as well as achieved sealing results.

The sealing of the bedrock against leaking ground water has in all of the tunnels been carried out in the first place as pregrouting. As a complement grouting after blasting has been done where it has been considered necessary.

Accepted leakage in the sewer tunnels of the Gothenburg area has been limited to 20 l/min per km. For the excess heat tunnel under the river Göta Älv the limit is 2 l/min and 100 m. For the studied parts of the underground in Stockholm the limits varies from 3 to 10 l/min and 100 m. In the Bolmen tunnel the accepted leakage has been increased from 90 to 400 l/min and km. For the tunnels in Gothenburg and Stockholm the strict sealing demands has called for the use of a systematic pregrouting technique. In the Bolmen tunnel pregrouting is only used when the water-loss measurements in the investigation drillholes exceed certain limits.

With the aid of different criteria it has been studied if in the tunnels it has occurred bedrock conditions which have caused special sealing problems.

The different rock-types in the studied tunnels are in themselves waterproof. Their significance for the water-flow in the bedrock and by that their effect on the sealing results are caused by their different ways of reacting

to tensions and deformations in the crust. The visual results of this are shown in the form of characteristic patterns of fissures and crush zones.

The general point of view for all tunnels is that with a more fissured bedrock the number of leaking groutings increase considerably. Also the dimensions of the water-flow increase. This is significant whatever sealing method is used.

It can also be shown that the quantity of fissures in the bedrock is more important for how difficult the rock is to seal than the occurrence of fissure fillings of calcite, quartz and clay. Serious sealing problems does however occur in connection with more extensive weathering in different types of crush zones.

A fundamental problem when trying to seal off the water in fractured rock is that the water tend to flow in channels along the fissure surfaces. In a very fractured rock (crush zone) a great number of drillholes are normally required to catch all present water channels.

DISKUSSION

Nils Tegner, JM Byggnads- och Fastighets AB: Jag hade en fråga till Kai Palmqvist angående tätning av tunnlarna. Jag saknar en viktig information och det är hur länge fortsatte injekteringen? Det är bekant att man kan fortsätta med att injektera tills man byggt upp ett ordentligt tryck. Jag känner till fall, där man har kunnat injektera upp till 50 ton cement på ett enda ställe och fått fram cement över 100 m längre bort. Gör man på det sättet, bygger man till slut upp en alldeles tät tunnel och det vattenläckaget går inte att jämföra med en annan tunnel, där man avbryter injekteringen efter ett tag. Jag tror mig veta att man inte har samma principer i Bolmentunneln, på Gatukontoreti Stockholm och på tunnlarna i Göteborg. Det skulle vara intressant att höra hur det förhåller sig med detta.

Kai Palmqvist, BERGAB: Det är riktigt att injekteringen utförts helt olika i de olika tunnlarna. De beskrivna problemen har emellertid inträffat i samtliga tunnlar oavsett hur man har injekterat. Jag är dessutom tveksam till om den typen av tätning verkligen fungerar där man håller på tills man så småningom får upp ett tryck vid injekteringen. Tätning av sprickkanaler långt utanför en tunnel leder inte nödvändigtvis till effektiv tätning av berget runt tunneln. Även om man arbetar på lite olika sätt vid injekteringen göres dessutom förr eller senare någon förtjockning av cementsuspensionen. Problemet är att cementsuspensionen alltid går lättaste vägen. När man så småningom tjockar på cementsuspensionen för att få upp ett tryck vid injekteringen, kan suspensionen ha för dålig inträngningsförmåga för de finare sprickorna. En utförligare redovisning av injekteringsutförande och resultat lämnas i BFR-rapporten.

Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult: Jag kommer ihåg från Limhamnstunneln att det var väldiga diskussioner huruvida cementinjekteringen lakas ut eller inte. Vidare så var det fråga om sprickor som var fyllda med löst material, om de spolades ur eller inte? Med andra ord är frågan, kan man lita på cementinjektering? Där kommer vi in på en fråga som du inte nämnde nu, men som du kanske har med i din bok, nämligen skall man spola ren sprickorna från erroderbart material för att sedan få en effektiv injektering med kontakt mellan de olika sprickorna? Det är lite av ett trolleri med injektering beroende på att berget är så nyckfullt och jag anser att det är en fråga som den erfarna injekteringspersonalen skall avgöra från fall till fall. Inte ens en dator, med aldrig så många parametrar inprogrammerade, kan i detta fall ersätta människan.

Kai Palmqvist: I några få fall av de skärmar jag har studerat, finns en sprickfyllnad som möjligen skulle gått att tvätta ur. Merparten av de sprickfyllnader av lera som finns, har däremot den karaktären att jag ifrågasätter om man kan tvätta ur dem. Dessutom, vilket var en överraskning för mig vid utvärderingen, så betyder

tydligt inte lerslagen så mycket för injekteringsresultatet. Vad som betyder betydligt mer det är alla de kanaler som finns i det redan spruckna berget oavsett om det är lera eller berget självt som ger kanalbildningen.

Tomas Franzén, BeFo: När det här projektet startade för ett par år sedan, hade Kai Palmqvist visioner om att kunna indela berg i olika sorters typberg, kanske 4-6 olika typer, som skulle kunna karaktäriseras, kanske redan under förundersökningsstadiet. Typerna skulle ligga till grund för att välja rätt injekteringsmetodik. Du har nu sagt att du fått ganska ensartade resultat från olika ställen i landet och det är ju uppmuntrande. Jag undrar nu, om du fortfarande tror på detta med typindelning, eller om du blivit desillusionerad under projektets gång?

Kai Palmqvist: Nej, jag har blivit styrkt av att det går att göra en praktisk indelning i ett fåtal typfall. Vi kan ta som exempel att man i det allra bästa berget, uppnår ett fullt tillfredställande resultat, med ett fåtal sonderingshål eller botteninjektering även när täthetskravet är satt så lågt som 20 lit/min och kilometer. Detta innebär att man i den typen av berg bör kunna ransonera sin insats. Vid tydligt anisotropa förhållanden, exempelvis sprickzoner eller inlagrade bergartsled, där man har vatten i kontakterna, måste man kunna arbeta med en mer flexibel hålsättning för att få en anpassning till anisotropin. När det gäller krosszonerna så är frågan hur många hål man måste borra för att ha en rimlig statistisk chans att fånga in vattenkanalerna. Ett annat tänkbart typfall utgöres av berg med många fina sprickor, där cementsuspensionen inte är det lämpliga medlet utan där någon typ av lösningsinjektering måste utföras.

Tor Hagerman, Hagconsult: I början av 1940 gjorde jag en stor undersökning över byggnadsmaterial, poregenskaper hos byggnadsmaterial. I den undersökningen ingick bl a vattenupptagningsförmåga och vattengenomströmning i tegel och många olika material. Det visade sig att luftlåsning är ett väldigt besvärligt problem. Jag har många gånger talat om hur svårt det är att hålla reda på luftens betydelse när det gäller vatten i sprickor. Vid vattenmätning av tegel t ex, så får man inte lägga ner tegelstenen under vatten med en gång utan vattnet måste undan för undan kapillärt arbeta sig upp. Luftens löslighet i vatten minskar dessutom med stigande temperatur. Det är en av många anledningar till att luftfickor kan bildas. En viktig fråga är alltså fortfarande, kan man göra någonting för att hålla reda på hur vi har det med luften i sprickorna. Ett exempel som jag många gånger har framfört inför det här auditoriet är när vi fick ta hand om tätning av tryckkammaren under Trollhättan, där man hade räknat med att man vid 100 m under Göta Älv skulle ha 100 m vattentryck, men aldrig fick det. Jag tror man fick 85 m. Detta är viktiga saker när det gäller tätning. Jag vet inte om man överhuvudtaget har behandlat den här frågan i detta sammanhang.

Ove Stephansson, LuH: Jag har tidigare i dag talat om bergspänningar och jag skulle bli väldigt förvånad om inte bergspänningarna hade någon betydelse för läckage och för tätning. Har man utfört injekteringsförsök i någon tunnel där det gjorts bergspänningsmätningar - om - hur har de påverkat tätningen och vatteninläckningen?

Det är så att i min hand håller jag en helt färsk rapport från ett samarbete med en amerikansk forskare. Han har alltså kunnat visa att man i samband med borrhningen av ett enda borrhål som penetrerar en enda spricka, har förändringar i permeabiliteten på ungefär 50% beroende på den skin-effekt, alltså den förändring av spänningstillståndet och deformationerna i sprickorna runt ett borrhål, som du får när du borrar hålet. Samma sak gäller ju nu också tunnlarna och jag skulle vilja föreslå att man de närmaste åren tar och tittar lite på det - tittar på sambandet mellan permeabiliteten och spänning. Det är gjort lite grand i "Juktan" av Tommy Olsson m fl men kanske mera uttalat för att attackera det här problemet med tätning och vatteninläckning i tunnlar.

Sten G A Bergman, Stocksund: Det var samma sak som Ove talade om som jag tänkte beröra här, nämligen att bergspänningarna in situ inte alls tycks vara med bland Kais parametrar. Det har ju laboriemässigt, bl a i samband med Stripaförsöken, gjorts en del mycket övertygande undersökningar, som visar att permeabiliteten i sprickor är direkt relaterad till det tryck, som föreligger vinkelrätt mot sprickorna. Olsson och Carlssons undersökningar i fält i stor skala visar ju också klart och entydigt att in situ trycket är av betydelse för bergmassans permeabilitet. Den allmänna erfarenheten hos alla som har sysslat med anläggningar på olika djup är väl också, att alla geologer förutsäger att vattenproblemen skall ur statistisk och principiell synpunkt minska med ökande djup. Det är också en erfarenhet som bestyrkes i praktiken. Sedan finns det naturligtvis många undantag, det är alltså stor spridning på denna "sanning". Men att bergmassans spänningssituation har en stor betydelse i sammanhanget och inte kan negligeras, det tror jag är klart.

Kai Palmqvist: Det har inte varit möjligt att värdera bergspänningens betydelse vid uppföljningen eftersom bergspänningsmätningar ej har utförts vid något av objekten.

Heinz Thurner, Geodynamik: Jag har tre frågor till Ove Stephansson angående membranspräckningstekniken.

1. Den angivna ekvationen förutsätter att bergets draghållfasthet T är konstant. Hur påverkas metodens reproducerbarhet om spänningsmätningar utförs i olika mätpunkter med mellan mätpunkterna varierande draghållfasthet hos det omgivande berget?

2. Såväl presentation av den teoretiska bakgrunden som referensen till försök som utförts i Amerika förutsätter ett tvådimensionellt spänningstillstånd. Huvudspänningarna som här kallas σ_1 och σ_2 förutsätter att deras gemensamma aktionsplan är normalt till borrhålets axiella riktning. Hur påverkar skillnaden mellan detta idealiserade, tvådimensionella spänningstillstånd och det i praktiken rådande tredimensionella fallet metodens reproducerbarhet?

3. Den i föredraget omnämnda Pressometern används även i bergborrhål. Pressometern är uppbyggd av tre efter varandra anordnade mätceller som samtidigt expanderas. Avsikten är att därvid skapa ett optimalt, tvådimensionellt spänningstillstånd omkring den mittersta mätcellen. Kommer ett motsvarande förfarande att användas i membranspräckningstekniken?

Ove Stephansson: Det första när det gäller draghållfastheten, så är det helt riktigt att jag får förlita mig på mätningar på borrhälskärnor ifrån de aktuella mätavsnitten i borrhålet. Det innebär alltså, att jag för varje mätsektion jag väljer kan bestämma draghållfastheten för den bestämda punkten. När det gäller mätningarna som jag gjorde i Hanford och andra ställen i USA, hade jag tillgång till överborrningskärnor med diameter 125 mm. I kärnorna borrarades ett centrumhål och cylindrarna användes för spräckning utan något omgivande tryck. Jag använde således samma testmetod för att bestämma draghållfastheten, som jag använder närmare i borrhålet och det tycker jag är den bästa metoden att göra det på. När det gäller huvudspänningarna så är det helt riktigt att metoden är tvådimensionell. Jag mäter alltså den största och minsta spänningen i planet vinkelrätt mot borrhålsaxeln. Då är det så att det största antalet mätningar av bergspänningarna i dag runtom i världen tycks indikera att vi har ett tillstånd, där en av huvudspänningarna är vertikal. Det är inte alltid så, men i de flesta fallen. I mina mätningar så kommer jag till att börja med att anta att en huvudspänning är vertikal och lika med tyngden av ovanliggande berg. Man kan tänka sig att man borrar ett oändligt antal sneda borrhål in i en bergmassa, men inte ens teoretiskt går det att bestämma spänningstensorn på det sättet. Jag får alltså anta att en av spänningarna är vertikal.

När det gäller Pressiometern, så har jag i dag inga planer på att sätta ett membran ovanför eller under själva spräckningsmembranet. Det beror på att de deformationer, som jag får runt membranet är uniforma och inte ger några spänningskoncentrationer. Det har jag kontrollerat väldigt noga genom att göra mätningar i vanliga stålrör som är täckta med töjningsgivare på ytan och mycket noga studerat spänningstillstånd och eventuella spänningskoncentrationer i änden på membranet.

Björn Monsén, Nitro Nobel: En fråga till Gunnar Nord och kanske även till Sten Brännfors, som också var med i Majesprojektet. Det var ju långa förhandlingar om att ersätta den permanenta betongliningen med betongsprutning och bygga på de driftförstärkningar ni hade och därigenom spara mycket stora belopp på projektet. Jag har förstått att beställaren inte gick med på detta av skäl som skulle vara intressanta att höra i detta sammanhang.

Sten Brännfors, Lidingö: Ja, det är riktigt att det gjordes mycket stora utredningar om det här problemet och självklart hade det en mycket stor ekonomisk betydelse för hundra kilometer tunnlar om man kunde slopa betongliningen och ersätta den med kompletterande sprutbetong. Vi visade i en stor kostnadsutredning att det skulle betyda en vinst på flera hundra miljoner sv kronor, vilka skall ställas i relation till totalkostnaden ca 2 miljarder. Vi visade också med hjälp av expertis från Japan och USA att hänsyn till jordbävningsrisken, vilken angavs som en väsentlig faktor, rimligtvis borde innebära större säkerhet om man använde en mera flexibel förstärkningsmetod som ju sprutbetongen är. Mot dessa argument restes invändningar. I första hand framhöll man att det var utomordentligt stora krav på säkerhet på grund av att den här vattenförsörjningen skulle försörja ett helt landskap som skulle leva på den jord som vattnet skulle skapa, och att det var otänkbart att tolerera avbrott. Så mycket mera som terrängen, som ni såg, var sådan att reparationsarbeten måste vara mycket

svåra. Vidare angav man som motargument att det faktiskt inte finns något mycket stort och viktig tunnelprojekt i seismiska trakter, i varje fall inte i Anderna, där man har använt sprutbetong som slutlig förstärkning. Alltså, man hade inget referensobjekt. För det tredje angavs att man i sådana här geologiska formationer även i framtiden måste räkna med att det kan bli förändringar i spänningar och i samband med jordbävningar oväntade bergtryck. Särskilt framhölls effekten av mineraliseringar och liknande fenomen. Dessa var alltså motargumenten och de framfördes av konsulten, Elektrokonsult från Italien, som hade mycket stor erfarenhet från jobb i Anderna. Beställaren satt alltså i en svår klämma. Han hade möjlighet att spara några hundra miljoner, vilket var viktigt för det är ju ett fattigt land. Å andra sidan insåg han att han skulle bli den första som skulle satsa ett stort projekt i den här geologiska miljön på sprutbetongmetoden och i det valet så avstod han från besparingen och gjorde sin betonglining. Och efteråt kanske man kan säga att man får ha en viss förståelse för den slutsatsen. Det är naturligtvis ett stort grepp att för första gången gå in för en ny metod i sådana här geologiska förhållanden, då tar man ett stort ansvar och det ville man inte göra.

Sten Bjurström, BeFo: Jag tänker bara kommentera kort kring det Sten Brännfors sade. I samband med ett symposium i Kina i höstas frågade man oss ivrigt efter erfarenheter från betongsprutade vattenkraftstunnlar. Man ville förstärka och täta tillloppstunnlar med sprutbetong för att snabba på tunneldriften och minska betongåtgången.

Sten Brännfors: Eftersom frågan om sprutbetong som permanent tunnelling är intressant på många håll, så bör jag tillägga att i senare projekt har vi i två fall varit med om att man faktiskt har fattat beslut att gå in för sprutbetong. Först gäller det ett tunnelsystem i Panama, där man även har seismiska fenomen och komplicerad geologisk miljö, men likväl har bestämt sig för sprutbetong som permanent inklädnad. Vidare är det helt klart att i varje fall en del av tunnelsystemet i det kraftverksprojekt som vi nu bygger i norra Peru kommer att lämnas permanent beklätt med sprutbetong. Så utvecklingen är på väg och läget är inte fullt så pessimistiskt som det kanske lät efter mitt förra inlägg.

Sten G A Bergman: En fråga till Gunnar Nord. Du nämnde att förundersökningarna hade en blygsam budget. Men sedan har man alltså genomfört en kvalificerad geologuppföljning, som ju då på sätt och vis kan kallas en fortlöpande förundersökning i betydelsen "avstamp" för i tiden närliggande prognos. I BeFo 18-projektet, där du var med, redovisade ni ju bl a förundersökningskostnaderna i procent av byggnadskostnaderna. Kan du indikera vilken procent av byggnadskostnaderna, som man här lade ner på de initiala förundersökningarna?

Gunnar Nord: Jag har inga som helst uppgifter om pengarna men om jag skulle gissa så är det en 10-potens lägre än de 1-2 procent vi talar om i BeFo 18. Jag skulle gissa att det är 2 promille.

Beräkningar och byggande

STABILITETSBERÄKNINGAR FÖR GRUVOR

Stability calculations for mines

R. Matikainen, P. Särkkä, P. Lovén, J. Oksanen, K. Äikäs
Tekniska Högskolan, Helsingfors

Inledning

Den finska gruv- och brytningsindustrin har under 10 års tid sporadiskt använt elementmetoder för utredning av stabilitetsproblem. För tre år sedan inleddes vid Tekniska Högskolan i Helsingfors på initiativ av den finska gruvindustrin ett 2,5-årigt projekt rörande tillämpningen av elementmetoder i den praktiska brytningsplaneringen. Forskarresurserna för projektet var ca åtta manår och den totala budgetten uppgick till 1,5 milj. FIM. Handels- och industriministeriet svarade för hälften av utgifterna och Outokumpu Oy och Rautaruukki Oy för andra hälften. Syften med projektet var

- att utreda användbarheten av olika elementmetoder för bergtekniska problem
- att utreda de lämpligaste metoderna för bestämning av geologiska och bergmekaniska materialdata
- att utveckla ett beräkningssystem för praktisk planering av bergsutrymmen.

En stor del av forskningen för projektet har utförts i samband med lösningen av praktiska planeringsproblem vid Outokumpu Oy:s gruva i Kotalahti och Rautaruukki Oy:s gruva i Rautuvaara.

Utveckling av programpaketet

I det första skedet utredde man vilka av de existerande elementprogrammen som lämpade sig för bergmekaniska beräkningar och lätt kunde fås till Finland. För närmare granskning utvaldes 6 BEM-program och 10 FEM-program. Efter granskning och testning stannade projektet för ett programpaket omfattande ett förbehandlingsprogram, ett BEM-program, två FEM-program och fyra efterbehandlingsprogram, se figur 1.

De utvalda programmen är lätta att använda och de är lämpliga för bergmekaniska beräkningar.

BEM-programmet (BEM) har presenterats av Hoek & Brown /1/. Med det får man snabbt den första approximationen.

SAP2D/2/ och JTROCK/3/ är linjär-elastiska FEM-program. Av dessa innehåller den sistnämnda både sprick- och boltelement. Sprickan

kan även beräknas med fem integralpunkter då man får bättre bild av dess beteende. Följande sprickmodeller kan användas:

- Battons sprickmodell
- Mohr-Coulombs sprickmodell
- Batton-Mohr-Coulombs sprickmodell
- Ladanyi-Archambaults sprickmodell
- Bartons sprickmodell

Datakalkylerna har utförts på en datamaskin UNIVAC 1100. BEM-kalkyler har också utförts på en mikrodatamaskin SHARP MZ 80B, som är lämplig för gruvanvändning.

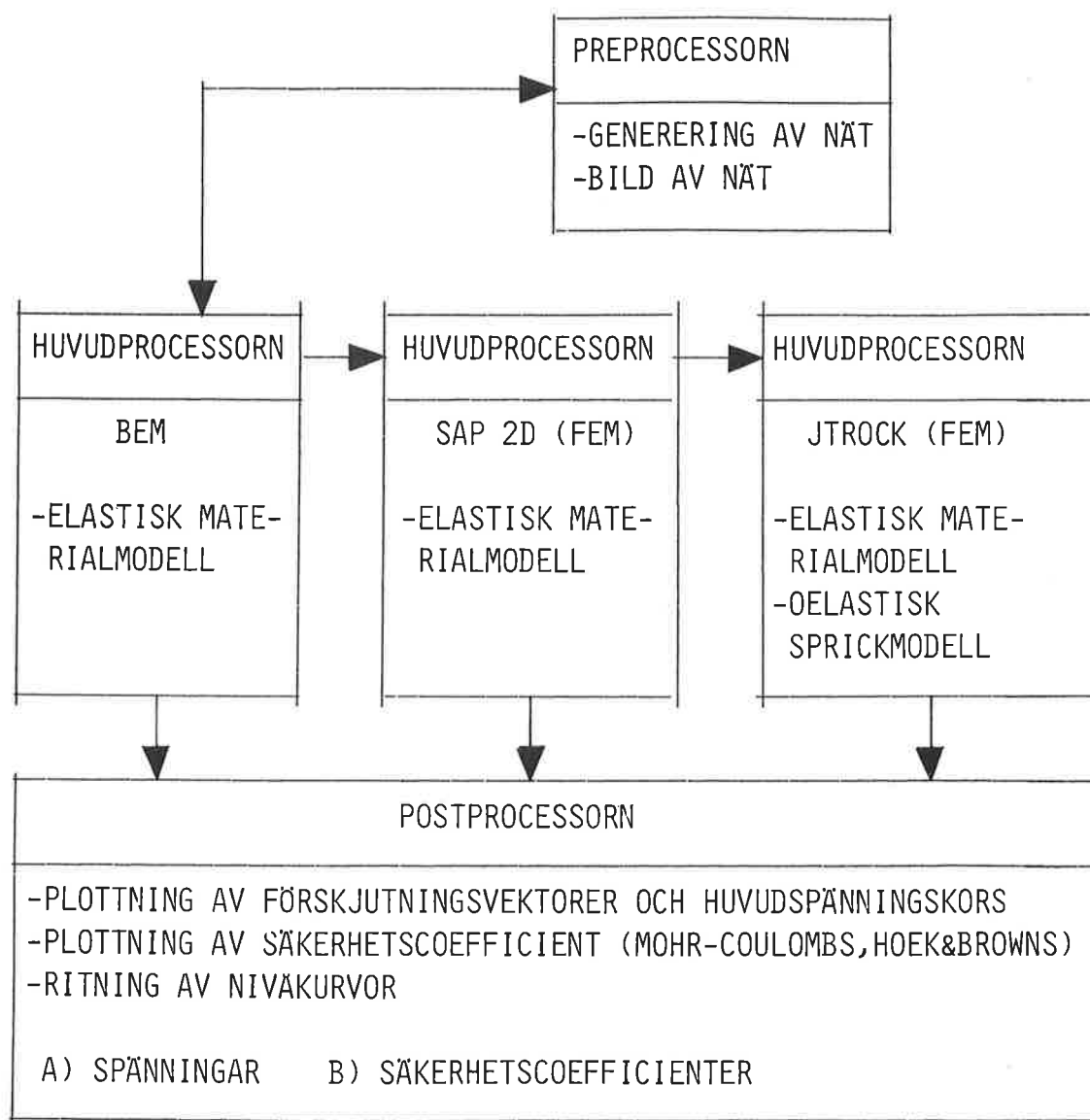


Bild 1. Programpaket för elementberäkningar.
Figure 1. The program package for element calculations.

Beräkningsexempel från testgruvorna

Rautuvaara gruva

Rautuvaara järngruva ligger i Kolari kommun i västra Lappland. Malmtypen är stratabound skarmalm, där det viktigaste malmmineralet är kompakt magnetit. Malmen består av närliggande, tämligen vertikala linser som stupar 45° mot sydväst. Linsernas bredd varierar från 10 till 20 m och längden från 100 till 200 m. Huvudberäkningsmålet för projektet var den sydligaste av dessa malmlinser, Lounais-Rautuvaara.

Brytningsmetoden var skivrasbrytning ända till nivån +210. Då malmen inte rasade tillräckligt övergick man till skivpallbrytning under nivån +210. I Lounais-Rautuvaara har endast skivpallbrytning tillämpats. Den nuvarande brytningsstrategin är att gå framåt hastigt ett brott åt gången. Av denna orsak valdes Rautuvaara till testgruva.

Lounais-Rautuvaaras geologi är ganska enkel (bild 2). Malmen ligger i kontaktzonen mellan amfibolit och monzonit och är skivformig. Det finns tre huvudsprickriktningar:

- ett maximum i formationens riktning
- ett maximum vinkelrätt mot malmlinsens längdriktning
- ett subhorizontalt maximum.

Deformationsmodulus för bergmassan bestämdes med refraktionsseismiska metoden in situ (tabell 1).

Tabell 1.	
Deformationsmodulus för olika bergarter i Lounais-Rautuvaara.	
kvartsit	85 MPa
malm	66 MPa
monzonit	58 MPa
amfibolit	50 MPa

Spänningstillståndet har man mätt på nivån +210 med Leeman-metoden. Mätningarna visar att den största huvudspänningen råder ungefär horisontalt vinkelrätt mot malmkroppens längdriktning och att dess storlek är ca 20 MPa. Den mellersta huvudspänningen råder i malmkroppens längdriktning och omfattar ca 10 MPa. Den minsta huvudspänningen är nästan vertikal och omfattar ca 7 MPa.

I Rautuvaara har elementberäkningar använts för precisering av brytningsplaner och dimensionering av pelare. Då projektet inleddes hade brytningen mellan nivåerna +100 och +210 i Lounais-Rautuvaara påbörjats med skivpallbrytning. Elementberäkningar utfördes speciellt för kontroll av hängväggs stabilitet. Vid elementberäkningen (bild 3) (elestisk modell) uppstår ett omfattande dragspänningsområde vid hängväggen. Då brytningen fortskridit ungefär till

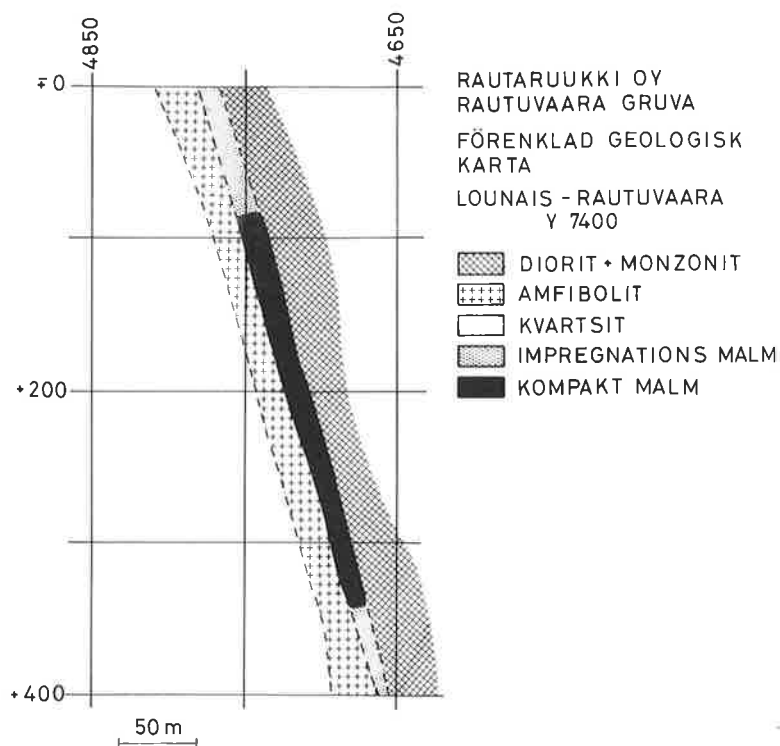


Bild 2. Rautuvaara gruva - förenklad geologisk karta.
Figure 2. Rautuvaara mine - simplified geological map.

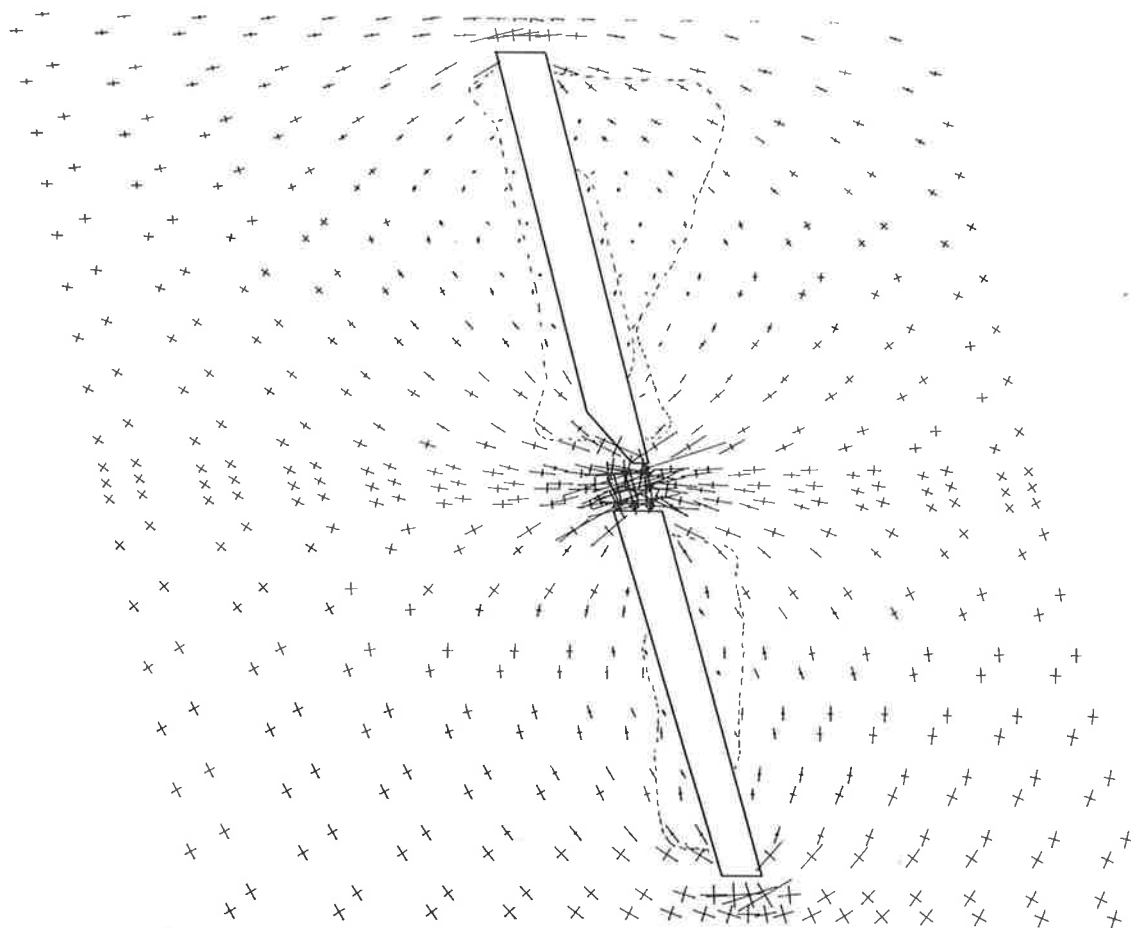


Bild 3. FEM - beräkning - spänningar.
Figure 3. FEM - calculation - stresses.

profil x1420 rasade hängväggen och fyllde brottet med gråsten.
För att brytningen skulle kunna fortsätta bestämde man sig för
att lämna en vertikal pelare för ökning av stabiliteten (bild 4).

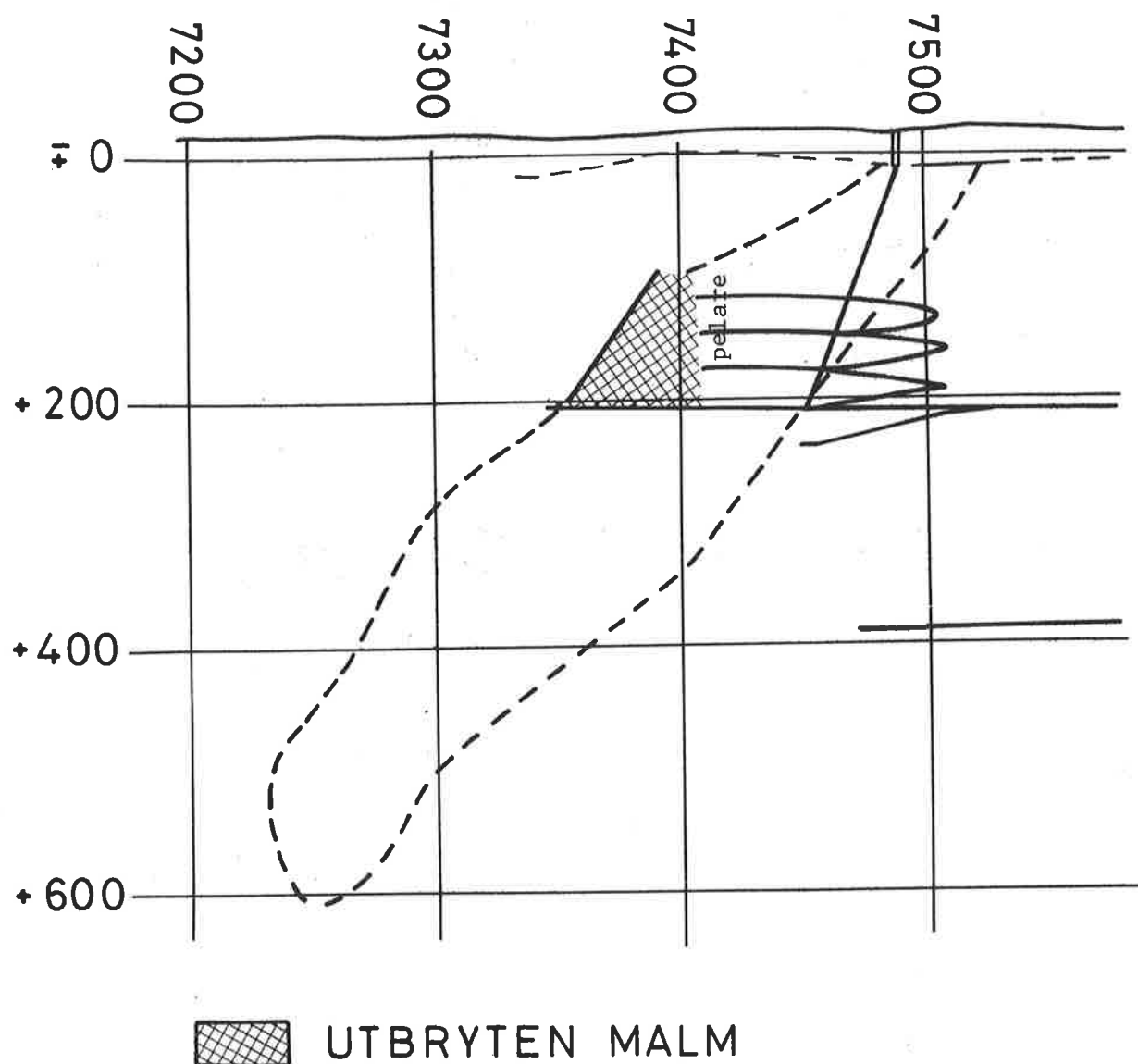


Bild 4. Lounais-Rautuvaara
Figure 4.

För bestämmande av tjockleken på en horisontal pelare på nivån
+ 210 utfördes elementberäkningar med flera olika pelartjocklekar.
Den optimala pelartjockleken (20 m) bestämdes med hjälp av skjuv-
spänningar.

Kotalahti gruva

Kotalahti nickelgruva ligger i Leppävirta kommun i mellersta Finland. Malmens moderklyft är ultrabasisk till basisk intrusiv. Malmen omfattar fem olika malmkroppar, av vilka den sydligaste, Huuhtijärvi område (bild 5), utgör testområde för projektet. Huuhtijärvi formation är pipformig (bild 6) och stupar 80° mot N-NNW och når åtminstone 1000 meters djup. Formationen ligger i en veckomböjning och är linsformad i horisontal projektion (bild 7). Huuhtijärvi valdes till testområde på grund av att brytningen där enligt planerna skulle gå djupare än någonsin i Finland och man ville prognostisera hur de planerade brotten skulle hålla ihop.

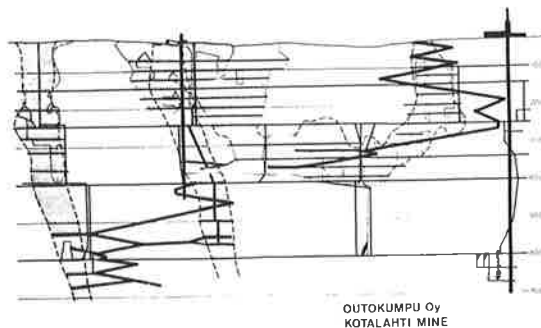


Bild 5. Kotalahti gruva.
Figure 5. Kotalahti mine.

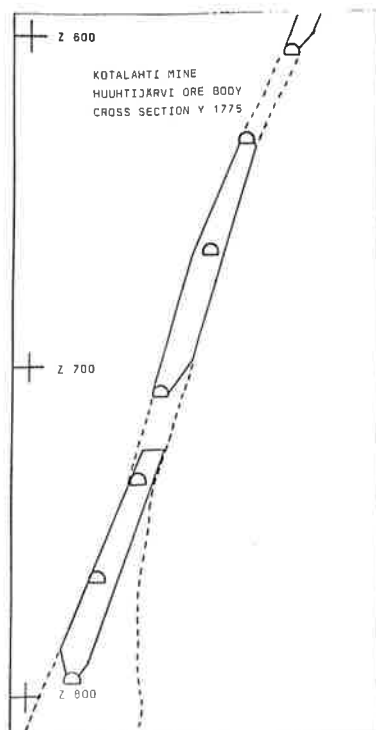


Bild 6. Huuhtijärvi - Tvärsektion Y1775
Figure 6. Huuhtijärvi - Cross section Y1775

Brytningsmetoden till nivån +600 har i Huuhtijärvi varit skivpallbrytning.

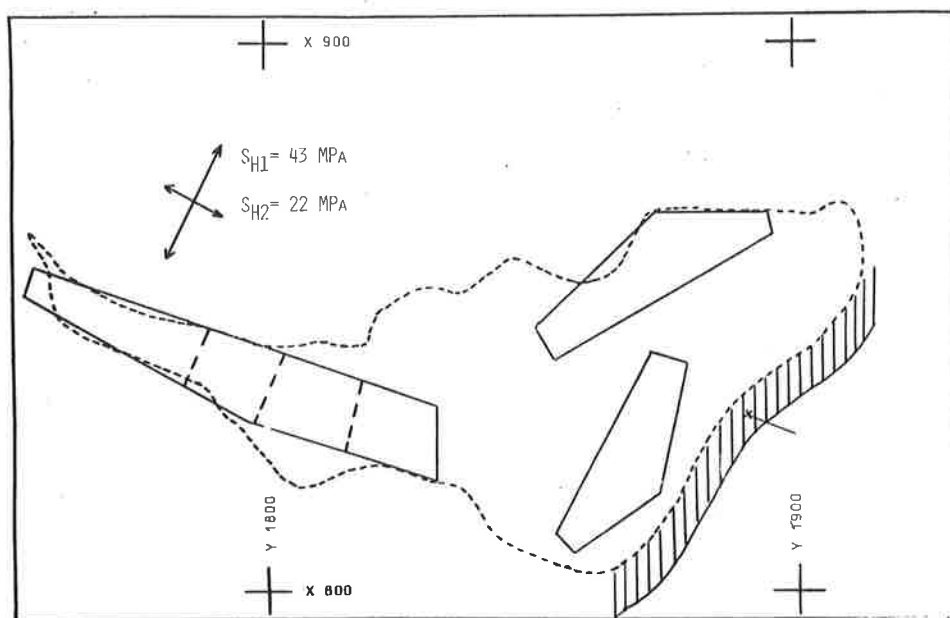


Bild 7. Kotalahti +670 - nivå
Figure 7. Kotalahti +670 - level

Huuhtijärvis geologi är varierande och de bergmekaniska förhållandena är svåra. Den basiska formationen är genomgående mineraliserad, men den egentliga malmen uppträder spridd (bild 7). Stenarterna vid häng- och liggväggen är migmatiserad glimmergnejs och amfibolit flötsvis. Inom området kan fyra huvudsprickriktningar iaktas:

- ett maximum i riktning med vardera sidan av vecket (WNW och NE)
- ett maximum i riktning med axelplanet (NNW)
- ett nästan horisontalt maximum.

Typiska sprickfyllningar i formationen är klorit, talk och tremolit och sprickornas skjuvhållfasthet är låg. Sprickorna i häng- och liggväggen saknar fyllning och skjuvhållfastheten är större.

Bergmassans deformationsmodulus bestämdes in situ med den refraktionsseismiska metoden (tabell 2).

Tabell 2.	
Deformationsmodulus för olika bergarter i Huuhtijärvi.	
perknit	103 MPa
amfibolit	86 MPa
glimmergnejs	48 MPa

I berggrunden inom Kotalahtiområdet råder en stark horisontal tryckspänning. Mätningarna visar att inom Huuhtijärvi området den största huvudspänningen råder vinkelrätt mot formationen och att dess storlek är ca 50 MPa. Den mellersta huvudspänningen råder också horisontalt och omfattar 22 MPa. Den minsta huvudspänningen är nästan vertikal och omfattar 12 MPa.

Syftet med elementberäkningarna var att hjälpa

- i valet av brytningsmetod
- i planeringen av rum-/pelargeometri
- i valet av brytningsordningsföljd
- i planeringen av kabelbultning.

Bilden 8 visar resultaten av BEM-beräkningar på nivån +670 i västra ändan av Huuhtijärvi. Beräkningarna visar att hållfastheten i öppna bergsutrymmen av denna storlek i dessa förhållanden är svag om förstärkning saknas. Om en vertikal pelare lämnas kvar (bild 8), blir dragspänningsområdena betydligt mindre, men pelaren binder rik malm, som är svår att avlägsna senare. Ett annat alternativ var att stärka väggarna genom kabelbultning (bild 9). Den brytningstrategin som man slutligen bestämde sig för var att utföra kabelbultningen i förväg och lämna en vertikal pelare ifall den skulle behövas.

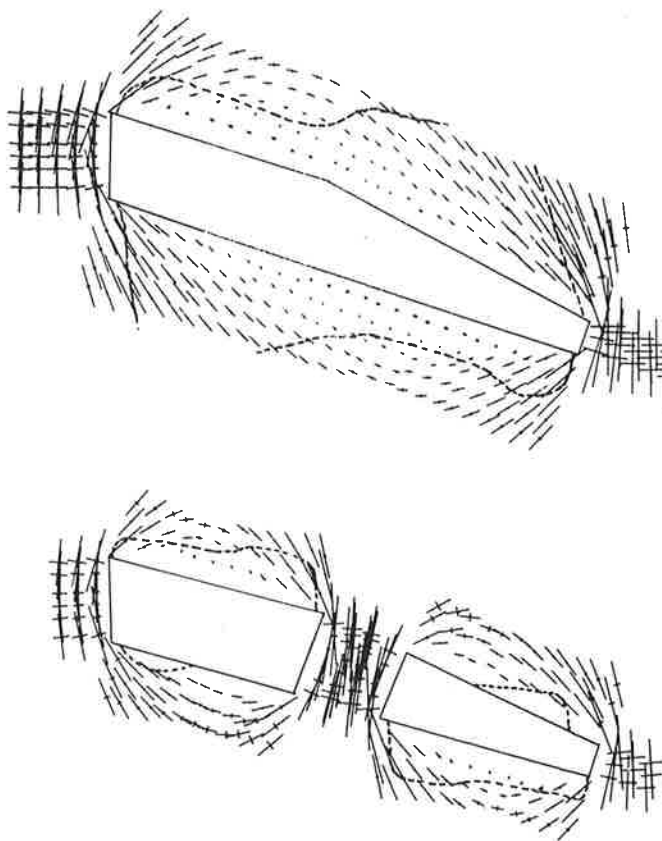
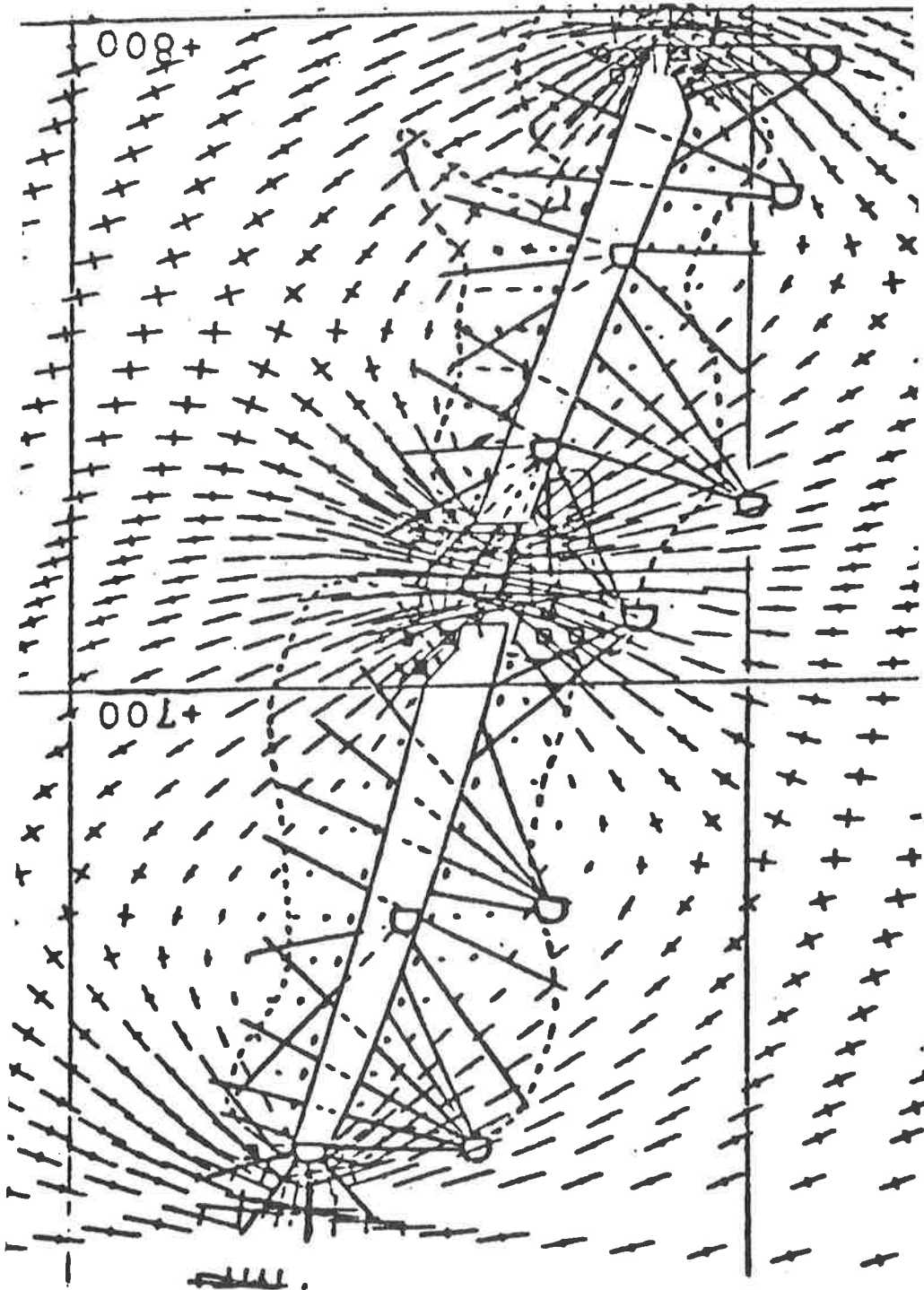


Bild 8. Huuhtijärvi BEM - beräkning spänningar
Figure 8. BEM - calculation stresses

Bild 9. Ett plan av kabelbultning.
Figure 9. A plan of cable bolting.



Bevakning

I bägge testgruvorna har man installerat bevakningsinstrument för att mäta bergets verkliga rörelser. Dessa är huvudsakligen stång-extensometrar och tryckceller. Därtill experimenterar man med konvergensmätningar. Enligt våra erfarenheter i Rautuvaara motsvarar beräkningsresultat med den linjär-elastiska modellen bergmassans verkliga rörelser, när berget är i dragspänning, t.ex. i bergrumsväggar kan de verkliga förskjutningarna vara 2 till 3 gånger så stora som de beräknade förskjutningarna.

Följande exempel är från Rautuvaara (bild 10-11). När brytningen inleddes, utsattes pelaren för högt horisontalt tryck. När brytningen gick förbi den tunna delen av pelaren nådde förskjutningarna beräknade (SAP2D) värdena, dvs. 20 mm. Samtidigt gick extensometern i pelaren förlorad, när pelarens nedre del rasade.

I Lounais-Rautuvaara har brytningen redan inletts; I Huuhtijärvi är arbetet i begynnelsekedet.

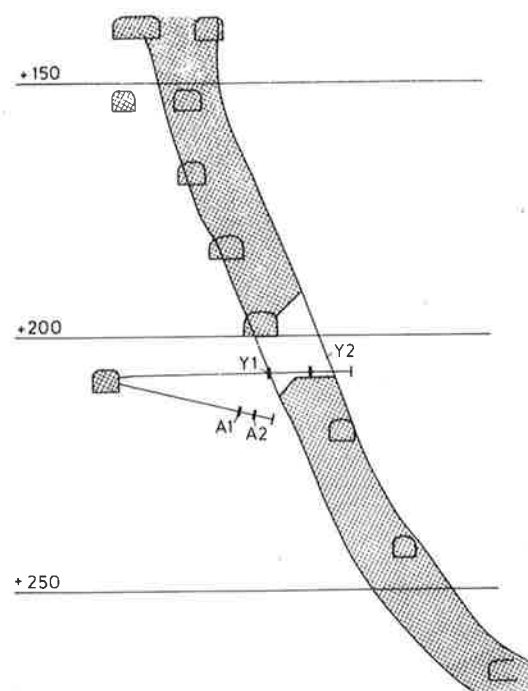
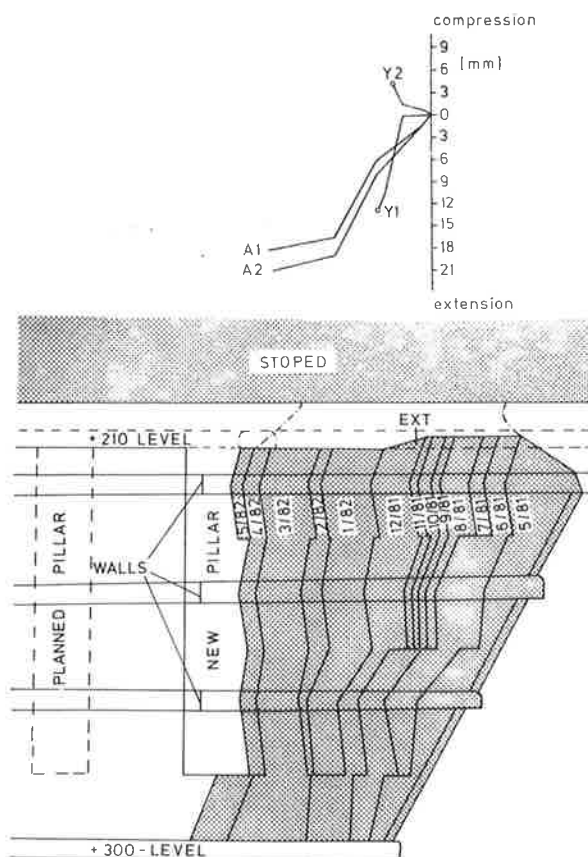


Bild 10. Brytning och resultat-
mätningar

Figure 10. Stopping and the results
of control measurements

Bild 11. Placering av extensometrar

11. The placement of extensometers

Sammandrag

Under projektet har man sammanställt ett elementprogramspaket och utvecklat ett beräkningssystem för praktisk gruvplanering. Elementberäkningar har använts för dimensionering av pelare, för planering av rumgeometri, för valet av brytningsordningsföljd och för planering av kabelbultning. För att kontrollera bergmassans verkliga rörelser har man installerat bevakningsinstrumenter, mest stångextensometrar. Den slutliga kontrollen fås när brytningen har kommit till slut.

Summary

During the project an element program package has been collected and a calculation method for a practical mine planning has been created. Element calculations have been applied to the dimensioning of pillars, optimization of stope geometry, choosing of stoping sequency and design of cable bolting. To control the real behaviour of the rock mass a monitoring system, mostly rodestensometers, has been installed. The final feedback will be received when the stoping area has been exhausted.

Referenser:

- /1/ Hoek, E., Brown, E.T., Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London 1980.
- /2/ Sage, R. & al., Pit Slope Manual. Supplement 5-2: Rotational Shear Sliding: Analyses and Computer Programs, CANMET Report 77-17, 1977.
- /3/ Hittinger, M., Goodman, R.E., JTROCK - a computer program for stress analysis of two-dimensional, discontinuous rock masses. Report No. UCB/GT/78-08, University of California, Berkeley 1978.

STABILITETSPROGNOS FÖR NÄSLIDENGRUVAN

Prediction of the stability of the Näsliden Mine

Civ ing Torgny Borg, Avd f Bergmekanik, Högskolan
i Luleå

Dipl Ing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden

Problemformulering

Vid bergmekanikdagarna 1975 och 1981 presenterades Näslidenprojektet, Krauland (1975), Krauland et al (1981). Det gällde framtagning av en numerisk modell av Näslidengruvan. Den numeriska modellen genererades med finita elementmetoden och testades ut genom jämförelser med in-situ mätningar i Näslidengruvan. I detta föredrag avser vi, att beskriva hur denna modell kommit till användning för en stabilitetsprognos av gruvan.

Arbetet har utförts som ett BeFo-projekt i samarbete mellan Boliden Mineral AB och Högskolan i Luleå. Finita elementprogrammet som använts har utvecklats av Tommy Groth och Per Jonasson vid Inst för Jord- och bergmekanik vid KTH.

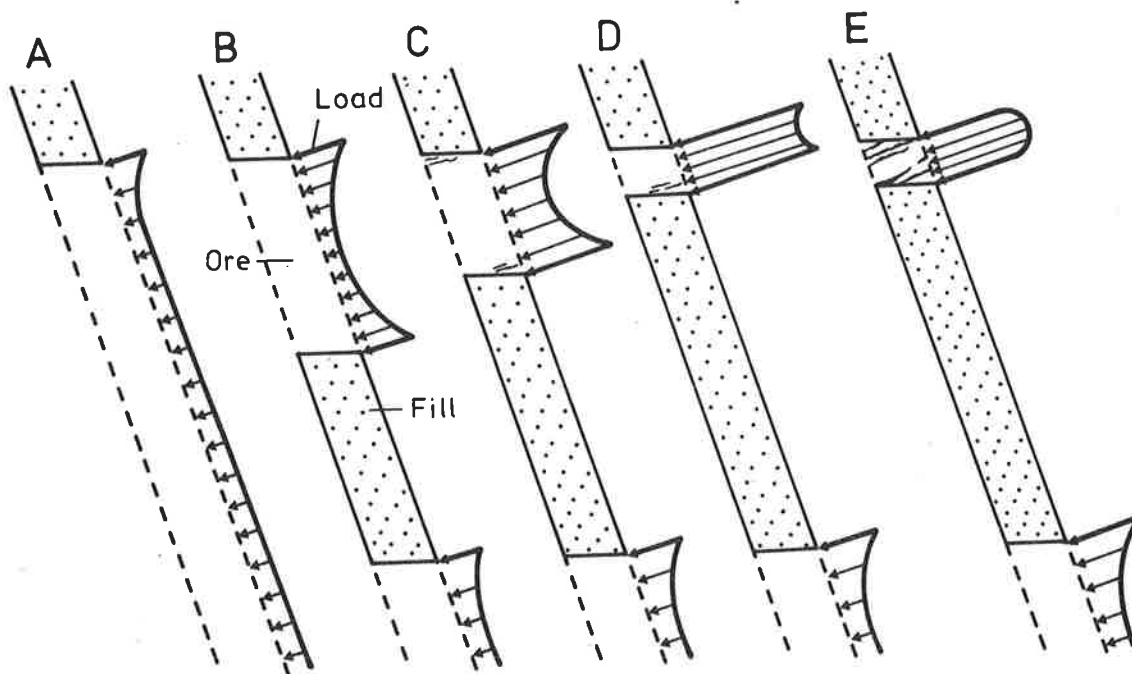


Fig 1 Belastningsökning till följd av igensättningsbrytning.
Increase in loading due to progressive cut- and fill mining.

Stabilitetsproblem som uppstår vid utbrytning av malm i brantstående malmkroppar illustreras i Figur 1. Figuren redovisar en följd av brytningssekvenser, där den utbrutna malmvolymen, markerad med prickar, succesivt ökar från sekvens A till E. Utbrytningen av malm leder till att belastningarna i kvarvarande malm succesivt ökar. När belastningsnivån når bergets hållfasthet börjar tak och sidoberg att spricka upp. Vid ytterligare ökade belastningar uppstår ras. Målet med stabilitetsprognosen är, att kvantifiera när brottstadiet uppträder på brytningsrummen i Näslidengruvan.

Geometri

Brytningsrummens geometri redovisas i Figur 2. Idag utgör -460 m den djupaste brytningsnivån, och man driver en ramp för att öppna rum 5 och rum 6. Sulan på rum 6 är planerad till nivå 582 m under markytan. Figur 2 redovisar dagsläget, där de igenfyllda, utbrutna delarna är markerade med prickar. Malmen beräknas vara slutbruten år 1989-1990.

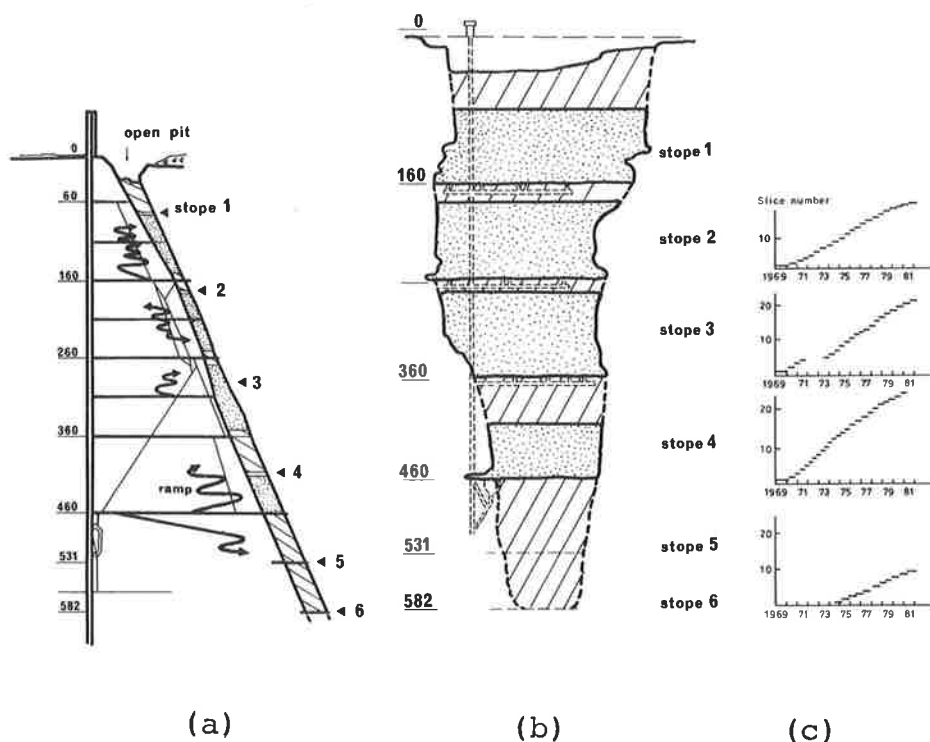


Fig 2 Näslidengruvan
 a) Tvärsektion
 b) Sektion parallell med malmens strykning
 c) Brytningsföljd

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

Elastisk modell

För att beräkna ökningen av belastningarna som följd av brytningen har vi använt en elastisk modell. I Figur 3 redovisas prognosmodellen som skiljer sig från de tidigare modellerna av Näslidengruvan genom att modellens storlek har ökat. Detta för att tillåta simulering av rum 5 och 6. För övrigt har vi använt de värden på spänningsfält och materialdata som bestämts i Näslidenprojektet.

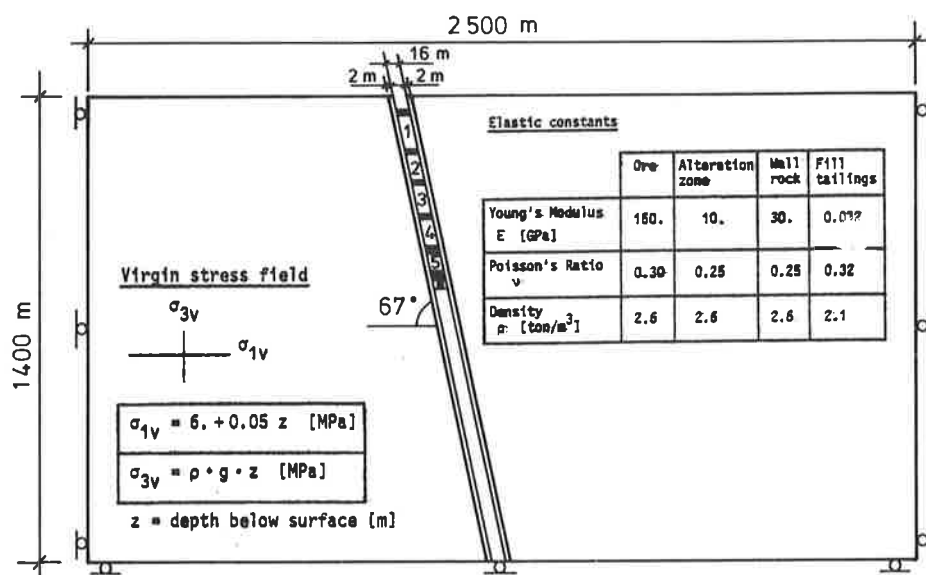


Fig 3 Finit element modell av Näslidengruvan.
Finite element model of the Näsliden mine.

Beräkningssekvenser

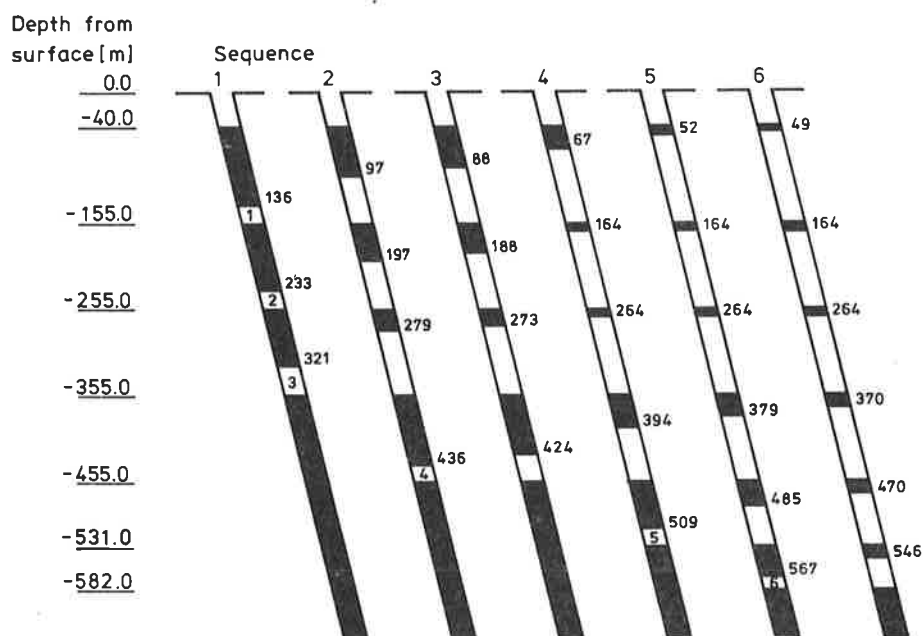


Fig 4 Beräknade brytningskonfigurationer med finita elementmodellen.
Mining configurations calculated with the finite element model.

Med den linjärelastiska modellen beräknade vi belastningarna vid ett antal tidpunkter. Sekvens 1, 2 och 3 utgör historiska brytningssituationer och har valts för jämförelser med observationer i gruvan. Sekvens 4, 5 och 6 representerar framtida brytningssituationer, vilka använts till prognosen.

Brottkriterie

För att förutsäga kritiska brytningssituationer behöver vi ett brottkriterium, som visas i Figur 5.

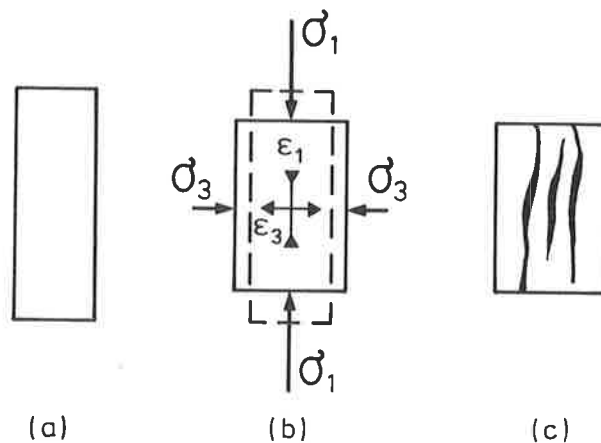


Fig 5

Töjningskriterie, efter Stacey, 1981.

- a) Obelastat tillstånd.
- b) Extensionstöjningar, ϵ_3 , som orsakats av axiella och laterala tryckspänningar.
- c) Extensionssprickor.

The extension strain failure criterion, ESFC, after Stacey, 1981.

- a) Unloaded configuration.
- b) Extension strain ϵ_3 induced by axial and lateral compressive stresses.
- c) Extension strain fractures.

Kriteriet grundar sig på att bergmassan vid belastningen spricker upp på grund av extensionstöjningar. Den obelastade kroppen till vänster i Figur 5 belastas med tryckspänningarna σ_1 och σ_3 . Belastningen ger upphov till kompressionstöjningar, ϵ_1 , parallella med σ_1 och extensionstöjningar, ϵ_3 , parallella med σ_3 -riktningen.

När extensionstöjningarna överskrider kritiska värden spricker bergmassan upp vinkelrätt mot riktningen av ϵ_3 -töjningen.

Kalibrering av modellen

För en stabilitetsprognos krävs förutom en prognos av första uppträdandet av brott, en prognos av mer avan-

tak och i sidoväggar. Detta stadium inträffade då kvarvarande malmens höjd var 66 m.

Brottstadie 2 karaktäriseras av att takuppsprickningen övergått till takras. Detta inträffade då den kvarvarande malmens höjd var 30 m.

Brottstadie 3 definierar stadiet då stabilitetsförhållandena i rummet ledde till att brytningen upphörde. Detta inträffade då kvarvarande malmens höjd var 11 m.

Illustration av takras i rum 3

Förhållandena i brytningsrum 3 vid avstängningen av rummet illustreras i Figur 7. I den undre delen av figuren angives en plansektion av rum 3. Rasområdena markeras med snedstreck. Sektion I-I är en tvärsektion genom rummet och II-II är en sektion längs med det utbrutna rummet. Fyllnadsmaterialet markeras med prickar.

Ras inträffade i brytningsfronten, illustrerat i sektion II-II, samt i taket bakom fronten, i tidigare skrotade och bultförstärkta delar.

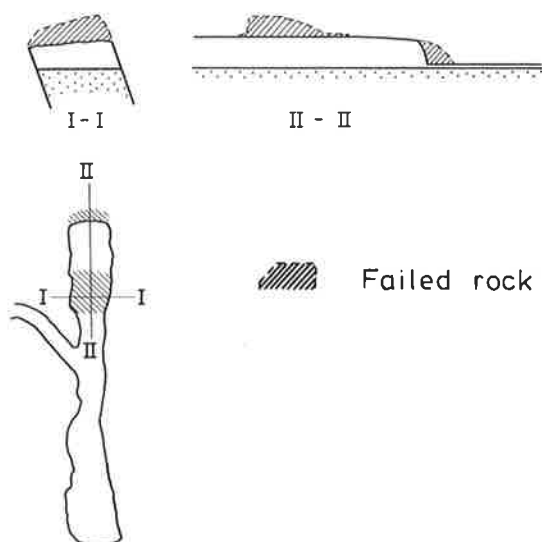


Fig 7

Illustration av rasen i rum 3 vid brytning av sista skivan, nr 24. Plan av rum 3 och sektioner, I-I och II-II genom rummet.

Illustration of failures in stope 3 during mining of the last slice, No 24. Plan view of stope 3 and section of stope 3, I-I and II-II.

Bestämning av kritiska extensionstöjningar

Överst i Figur 8 redovisas den punkt, Q_1 , i modellen där de maximala extensionstöjningarna uppträder. I den undre delen av figuren redovisas utvecklingen av extensionstöjningarna, ϵ_3 , för punkt Q_1 som funktion av höjden på kvarvarande malm, H . Vid brytning minskar värdet på H medan töjningarna ϵ_3 ökar. Genom att utnyttja de bestämda brottstadierna i rum 3, kan vi bestämma de kritiska töjningsvärdena.

För stadie 1 fås värdet $150 \mu\text{s}$, för stadie 2 fås $210 \mu\text{s}$ och för stadie 3 fås $300 \mu\text{s}$. ($1 \mu\text{s} = 10^{-6}$ strain).

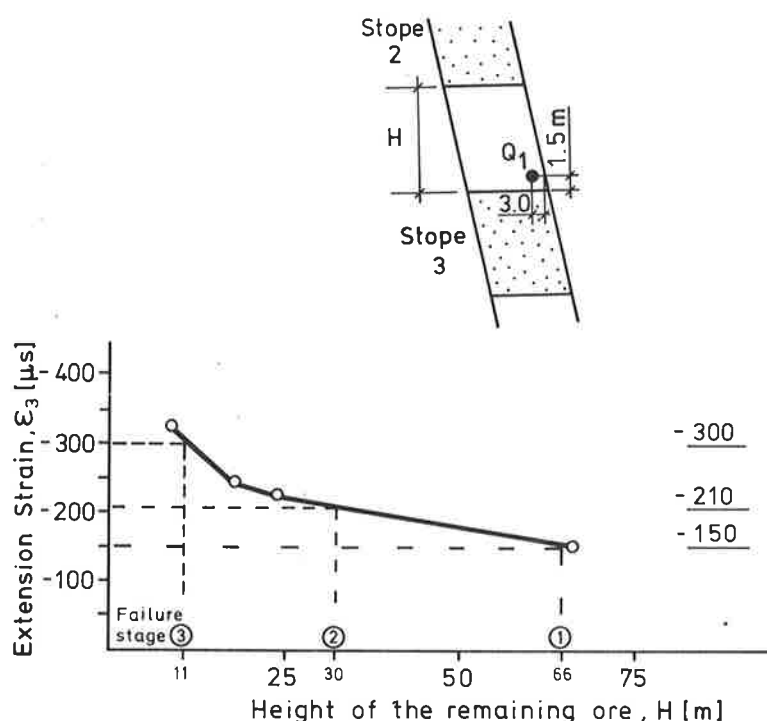


Fig 8 Bestämning av kritiska töjningsvärden för malmen. Kalibrering av töjningarna i modellen mot brottstadierna 1, 2 och 3 i rum 3.

Determination of the critical extension strain values in the ore. Calibration of the extension strains in the model of point Q_1 against failure stages 1, 2 and 3 in stope 3.

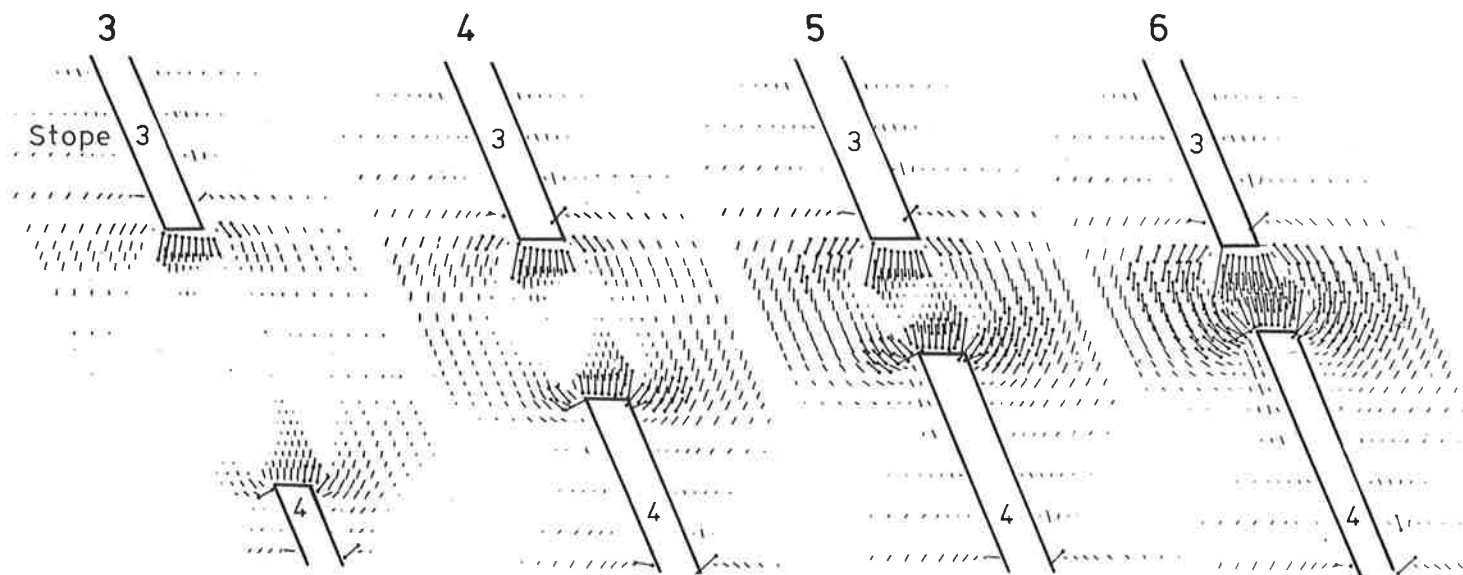
Utveckling av potentiella brottzoner

När vi nu bestämt kritiska värden på extensionstöjningarna kan vi studera utvecklingen av potentiella brottzoner. Dessa zoner redovisas som kvoten ϵ_3/ϵ_{3c} , där ϵ_{3c} är den kritiska töjningen för brottstadie 1, d v s $150 \mu\text{s}$. Kritiska töjningar uppstår när kvoten $\epsilon_3/\epsilon_{3c} > 1$, och särskiljes genom att ändarna på den

plottade vektorn försetts med punkter. Töjningskriteriet förutsäger att en uppsprickning uppträder vinkelrätt mot den beräknade vektorn.

I Figur 9 redovisas utvecklingen av de potentiella brottzonerna mellan rum 3 och rum 4. Vi ser att den kritiska töjningsnivån först överskrides i rumstaket nära hängväggen. Kritiska töjningar uppträder även i sulan av ovanförliggande rum. Under en stor del av brytningstiden, sekvens 3, 4 och 5 är zonerna med kritiska töjningsnivåer begränsade till ett smalt område ovanför taknivån på rummen. Först i senare stadier, uppstår kritiska töjningsnivåer på större avstånd ifrån taknivån och i ikringliggande sidoberg. Denna information om brottzonernas utsträckning är viktig för val och utformning av förstärkningsåtgärder.

Sequence



LEGEND

Comments

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

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

Condition

$$0.0 < Q < 1.0$$

$$Q \geq 1.0$$

Symbol

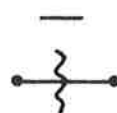


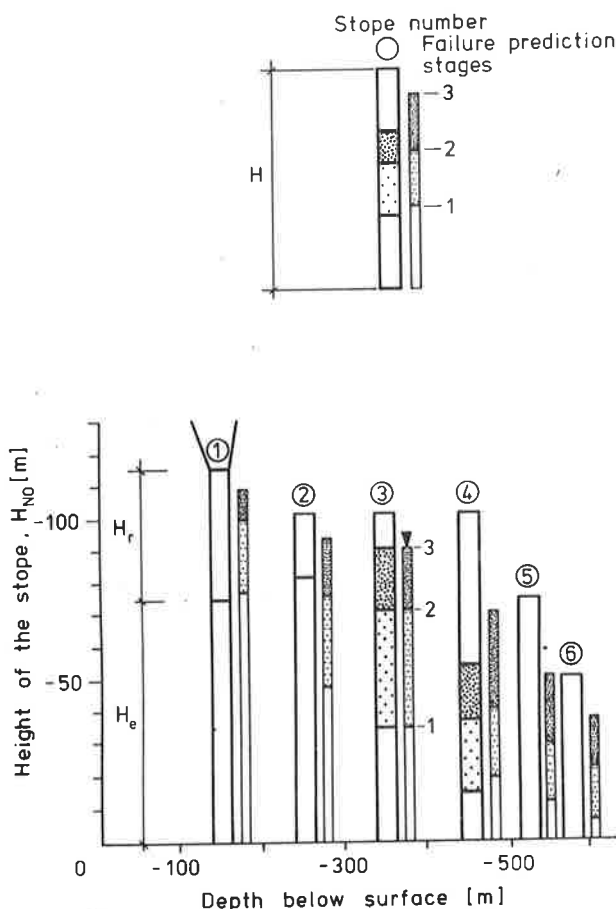
Fig 9

Prognos av kritiska töjningar, ϵ_3/ϵ_{3c} i Näsliidengruvan, rum 3-4, sekvenser 3-6.

Prediction of critical extension strains ϵ_3/ϵ_{3c} , Näsliiden mine, stope 3-4, sequences 3-6.

Prognos av kritiska brytningsstadier i rum 1, 2, 4, 5 och 6

Vi har använt de bestämda kritiska värdena på töjningarna till att upprätta en prognos av brottstadierna, vilket ju var målet för arbetet, se Figur 10. Redovisningsförfarandet framgår av den övre figuren. Den smala stapeln till höger visar när de beräknade brottstadierna 1, 2 och 3 inträffar. Den breda stapeln redovisar observationerna i gruvan. Stapelns höjd, H , anger höjden på rumsetagen. Variationen i täthet på prickarna särskiljer brottstadierna 1, 2 och 3.



LEGEND

Failure stages

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

Fig 10

Prognos av takras i rum 1-6 för Näsliden-gruvan. Modellprognos - tunna staplar. Rasobservationer - breda staplar.

Predictions of roof failures in stopes 1-6 at the Näsliden mine. Model predictions - thin staples, observations in the mine - wide staples.

Genom att jämföra de beräknade och observerade stadierna kan en kontroll av modellen erhållas. I den nedre delen av figuren redovisas resultaten för rum 1, 2, 3, 4, 5 och 6. På den vertikala axeln kan avläsas vid vilka nivåer de olika stadierna inträffat. På den horisontella axeln anges sulans läge under markytan för respektive rum. Rum 3 kan inte användas för kontrollen, eftersom det har använts till att kalibrera modellen. Figuren visar, att prognosen i stort överensstämmer med observationerna.

En fortsatt uppföljning av den redovisade prognosen kan utnyttjas till att utvärdera tillförlitligheten och för att definiera framtida forskningsområden. Ur praktisk synpunkt utgör prognosen ett underlag vid långtidsplanering av brytningen och vid planering av åtgärder för att bemöta svåra brytningsförhållanden.

Referenser

- Krauland, N. 1975. Deformationer kring ett igensättningsbrytningsrum - erfarenheter från fältobservationer. BeFø:s bergmekanikdag 1975.
- Krauland, N., Stephansson, O. 1981. FEM - ett verktyg för praktisk bergmekanik. BeFø:s bergmekanikdag 1981.
- Stacey, T.R. 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. Int Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics. Abstract (18), 6, 469-474.

Summary

Continuous cut and fill mining will cause increased loading of the roof of the stopes in mining operations. The aim of the present work is to predict what mining levels will induce critically large loads in the roof of the stopes of the Näsliden mine, in Northern Sweden.

The quasi-static elastic response of rock masses in the Näsliden mine is predicted in terms of the stresses and strains induced by mining operations, by using the Finite Element Method. Critical stages in the development of failures are identified and defined from observations in the mine. In-situ observations are also taken from a selected reference stope in the mine, at certain selected stages in a sequence of mining operations. An extension strain criterion is used in our calculations. From our calculations, and the observations from the reference stope, critical levels of mining, for all stopes in the mine, are identified.

The results obtained with the elastic model and the extension strain criterion show satisfactory agree-

ment with data obtained from the mine. Our quantitative prediction of rock failure can be used to determine when rock support is needed or when changes in mining methods should be adapted. Our computation model could also be used to investigate alternative mine layouts.

BERGRUM MED 30 M SPÄNNVIDD, BERGMEKANISKA ASPEKTER I SAMBAND MED PROJEKTERING OCH BYGGANDE

ROCK MECHANICAL ASPECTS IN DESIGN AND CONSTRUCTION OF A CAVERN WITH 30 M SPAN.

Fil.lic Torbjörn Hahn, Conswede AB.

1. BAKGRUND

Föredrag och diskussionsinlägg över möjligheterna att ta ut stora spännvidder i anläggningssammanhang har varit uppe vid flera bergmekanikdagar. Av dessa kan nämnas CDL-utredningen "Bergförläggning av kärnkraftverk" som ej kommit till utförande, presentation av finskt bergrum med 30 m spännvidd samt Huvudsta-projektet med relativt stor spännvidd och låg bergtäckning.

I samband med projektering av en försvarsanläggning framkom önskemål att bygga ett bergrum med ca 30 m spännvidd. Ursprungligen hade man tänkt sig att bygga två bergrum med 15 m spännvidd. Ett enrumsalternativ skulle dock ge uppenbara funktionsfördelar och samtidigt kunna göras till lägre kostnad avseende inbyggnaden, bl a försvinner två väggar och ledningsdragningen minskar. Man önskade också göra ettrumsalternativet med så små förändringar som möjligt från tvårumsalternativet, vilket resulterade i förslaget med ett bergrum med 30 m spännvidd. Se fig 1.

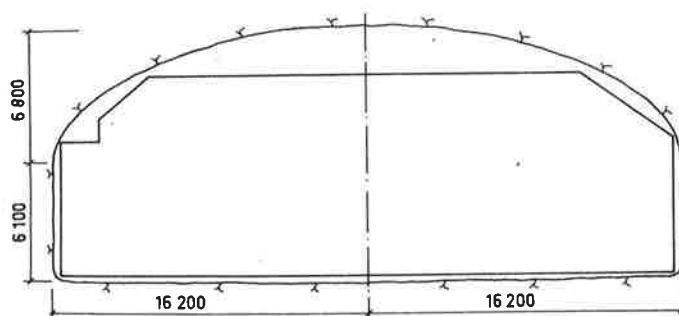


Fig 1 Tvärsektion av bergrummet med ytterkontur av inbyggnad
A section of the cavern with contour lines of the internal stucture

Förutsatt att den större spännvidden inte förorsakar några problem blir även sprängkostnaden något lägre, bl a försvinner kontursprängningen för två sidor, samt större mängd strossning och mindre mängd pilotsprängning.

Dessa fördelar måste dock vägas mot ett eventuellt risktagande i samband med uttagning av ett bergrum med ovanligt stor spännvidd och relativt flack form. Förstärkningskostnaderna får således inte överstiga de kalkylerade för ett enrumsalternativ. Det stod tidigt klart att någon enkel säkerhetsanalys ej gick att göra utan fick byggas upp efter flera linjer. De viktigaste är:

- Geologiska förutsättningar inkl. spänningsmätningar
- Beräkningar
- Erfarenhet
- Val av uttagningssekvenser
- Deformationsmätningar

Från handboksformer kan man för en ellips räkna ut tangentialspänningens beroende av spännvidd för olika relationer mellan horisontella och vertikala primärspänningarna och . I diagram se fig 5 visas σ_h som funktion av bergrummetsbredd för olika relationer mellan och .

Från diagrammet framgår bl a att för $\sigma_h/\sigma_v > 1$, σ_h σ_h står under tryckspänningar för spännvidden över 40 m medan takhjässan vid $\sigma_h/\sigma_v < 1/2$ utsätts för dragspänningar vid spännvidden över 25 m vilket i kombination med ogynnsamma sprickvillkor kan bidra till stabilitetsproblem och därmed ökade förstärkningskostnader. De geologiska förutsättningarna avseende sprickstrukturen och primärt spänningstillstånd i berget var därför av avgörande betydelse för kunskapen om de problem som kunde uppkomma vid genomförandet av projektet.

2. GEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Anläggningen är belägen i en från omgivningen markerad bergrygg vars ena sida utgörs av en förkastningsbrant mot långsmal sjö.

Strykande 30° mot förkastningsbranten finns en i terrängen markerad svaghetzon som vid borrhningen gett indikation på jordfylld skreva s.k "yxhugg". Anläggningen placeras så att den ej skulle påverkas av svaghetszonen.

Horisontellt kärnborrhål för det tidigare tvårumsalternativet visar att bergarten i bergryggens yttersida utgörs av tämligen anisotrop gnejsgranit som i "berglimpan" centrala delar blir mer granitoid. Denna skärs av enstaka diabas och och pegmatitgångar som emellertid visade tät kontakt med sidoberget.

Vid omprojektering för ettrumsalternativet flyttades anläggningen inom berglimpan, för att minska på de onödigt långa tillfartorternas längd. Det var möjligt om man accepterade att korsa den tidigare undersökta jordskrevan. Det bedömdes som försvarbart med hänsyn till de betydligt kortare tillfartsorterna. Se fig 2.

Med hänsyn till flyttningen beslöts att utföra ytterligare ett kärnborrhål. Det beslöts även att utföra spänningsmätningar i borrhålen genom Vattenfalls försorg. Dessa spänningsmätningar i borrhål har blivit möjlig genom det utvecklingsarbete som Vattenfall bedrivit på senare år.

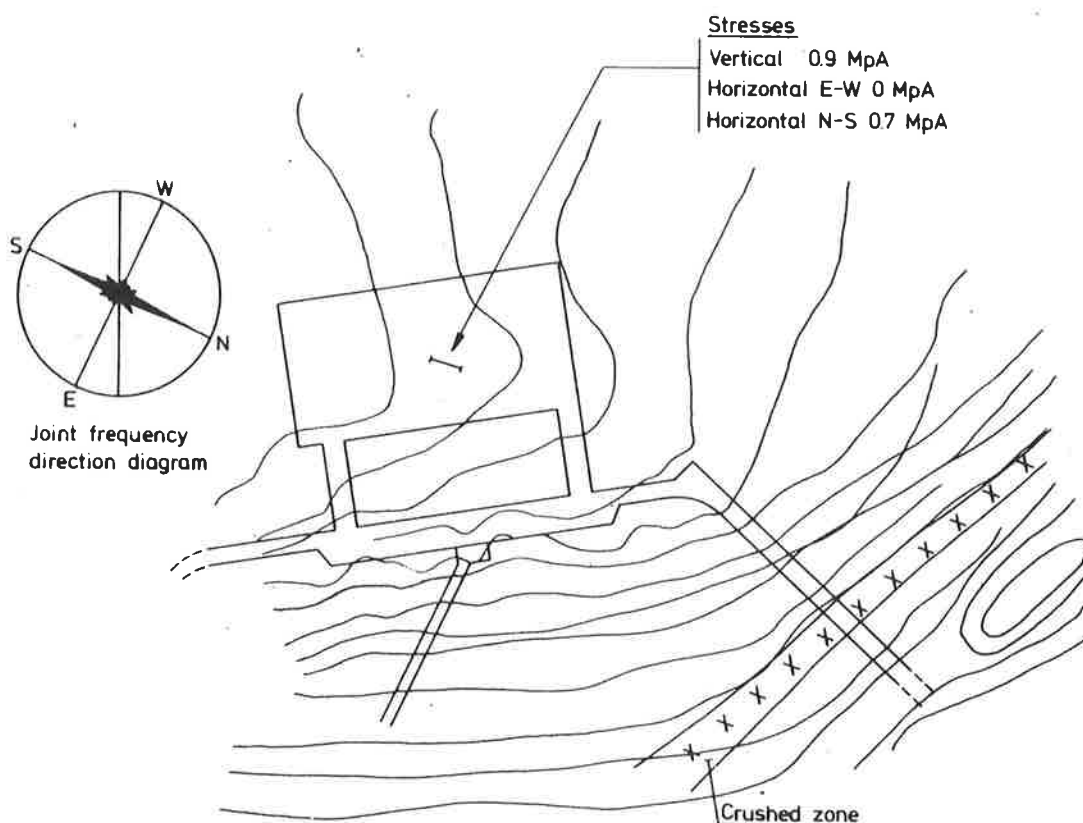


Fig 2 Placering av anläggningen, senare vriden 90
Actual geological site

Resultaten från spänningsmätningarna redovisas i fig 3.

Den kompletterande kärnborrningen uppvisade godartade bergförhållanden med undantag av en sprickzon med lerfyllda kontakter som bedömdes komma att skära anläggningens längsaxel i 45° och med 45° stupning. Parallellt med denna sprickzon går två genomgående sprickor som dock ej har någon sprickfyllnad. Dessa sprickor lades senare in som indata i beräkningarna.

Sprickor som uppvisar mycket rå yta och ej bedömdes vara genomgående togs inte med i beräkningarna då sådana fogar uppför sig i stort sett på samma sätt som det sprickfria bergmaterialet vid de aktuella spänningsnivåerna i detta fall.

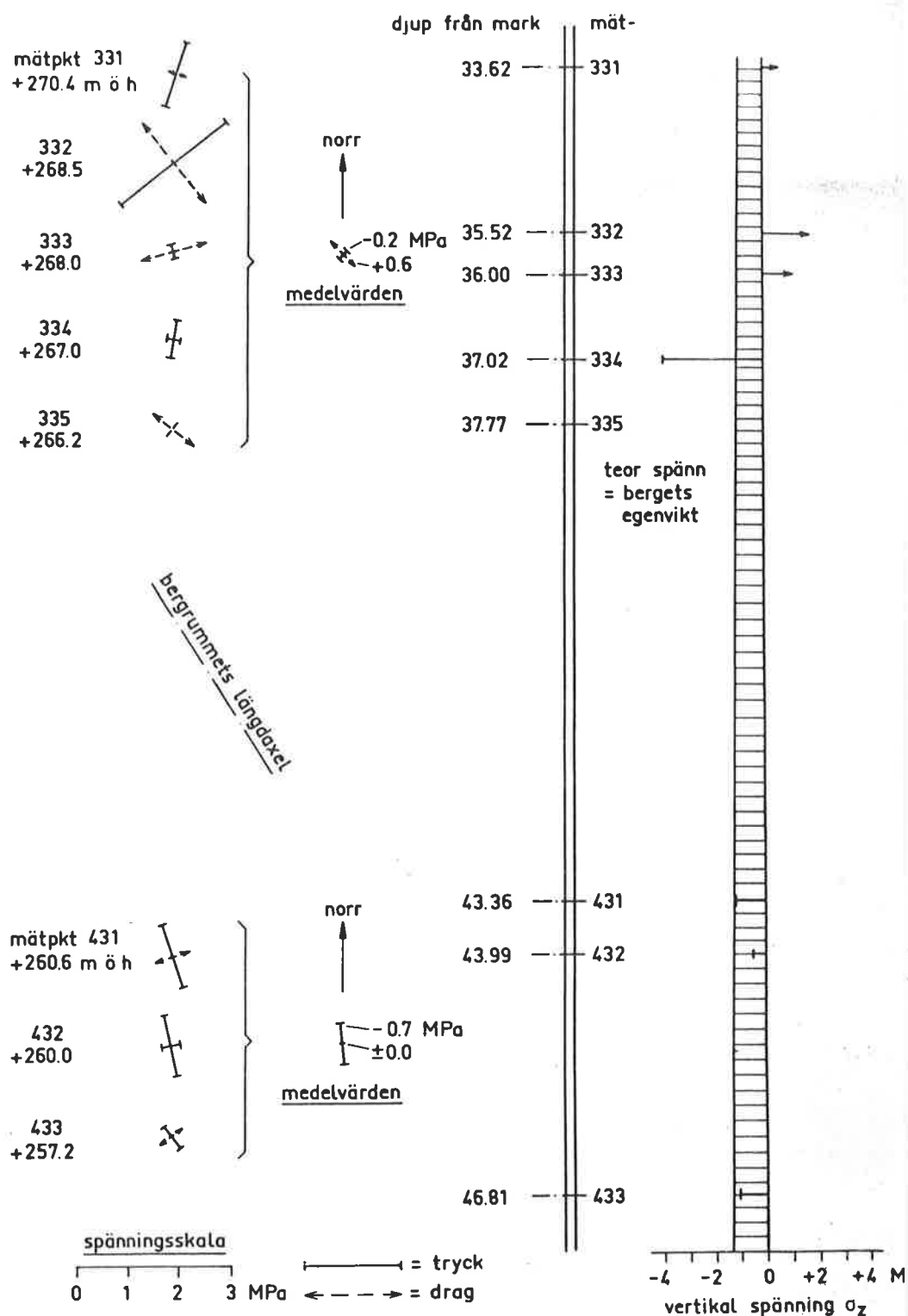


Fig 3 Resultat från spänningsmätningar.
Results from stress measurements.

3. ANALYS

Beräkningarna omfattade i projekteringen följande steg.

- Enkel analytisk modell
- Elastisk FEM beräkning (ej hänsyn till sprickor)
- Sprickmodell (uppsprickning tillåten)

Vid den analytiska beräkningen approximerades berggrummets form till en ellips och tangentialspänningens variation med spännvidden för olika σ_h/σ_v bestämdes, jfr diagram, fig 5.

FEM beräkning gjordes för aktuell form. Formen valdes med hänsyn till inbyggnaden och med så lite outnyttjat utrymme som möjligt. Den aktuella formen en supperlips ger beskrivs genom ekv.

$$\left(\frac{x}{a}\right)^{1,78} \left(\frac{y}{b}\right)^{2,05} = 1$$

Deformationsmodul E valdes till $2.0 \cdot 10^4$ MPa
Poissonstal ν valdes till 0.2

I FEM-beräkningarna användes programmet GENFEM. Indata genererades via en grafisk bildskärmsterminal med hjälp av preproccession. GEORGE. Elementnät och geometri framgår av fig 6.

Beräkningarna gjordes för två belastningsfall svarande mot två olika orienteringar av berggrummets längsaxel. Vid den först valda orienteringen i det nya läget erhöles från Vattenfalls mätning $\sigma_h = 0$ $\sigma_v = 0,9$ MPa, som primärspänningar.

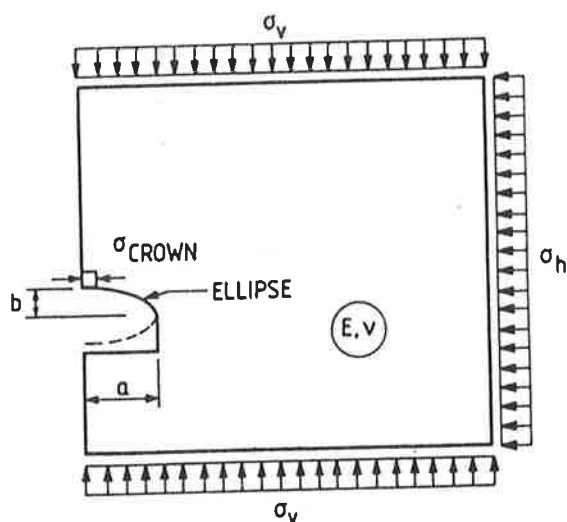
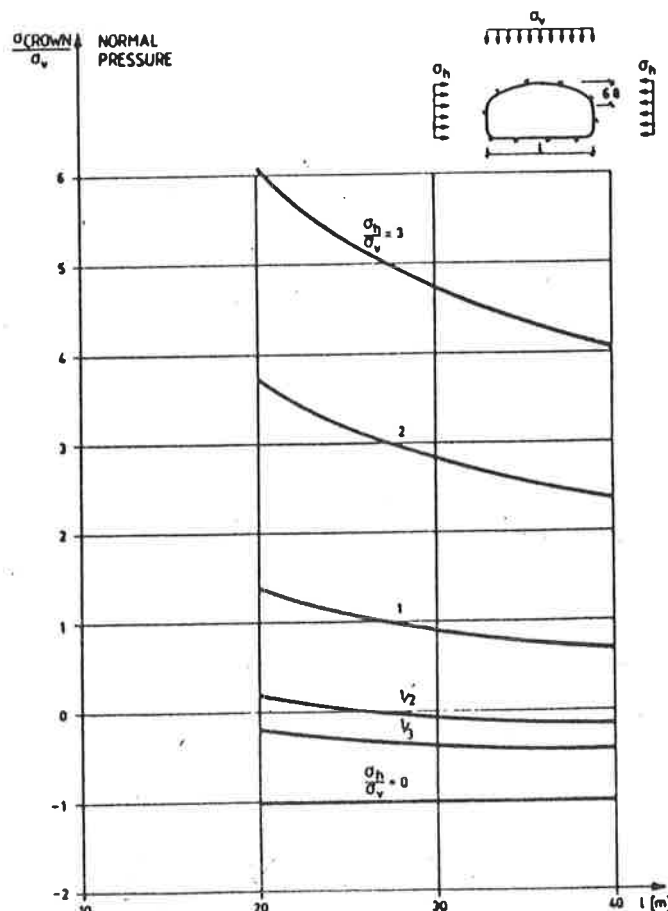


Fig 4 Modell av elliptiskt berggrum utsatt för horisontaltryck σ_h och vertikaltryck σ_v . Model of an elliptical cavern subjected by σ_h and σ_v .

Fig 5 Diagram som för given pilhöjd visar horisontaltrycket i hjässan som funktion av spännvidden för olika förhållanden σ_h/σ_v . A diagram showing the horizontal pressure at crown as a function of the span and for different relationship between σ_h/σ_v .



Från fig 7 fås direkt att dragspänningar skulle erhållas i hjässan. Vid eventuell vridning av anläggningens längsaxel 90° erhålls från Vattenfalls mätningar $\sigma_h = 0,7$ och $\sigma_v = 0,9$ MPA, vilket ger tryckspänningarna i hela hjässan. Efter diskussioner i projektgruppen visade det sig fullt möjligt att vrida bergrummet 90° utan några större nackdelar, varför det beslöts att anläggningen skulle reorienteras 90° .

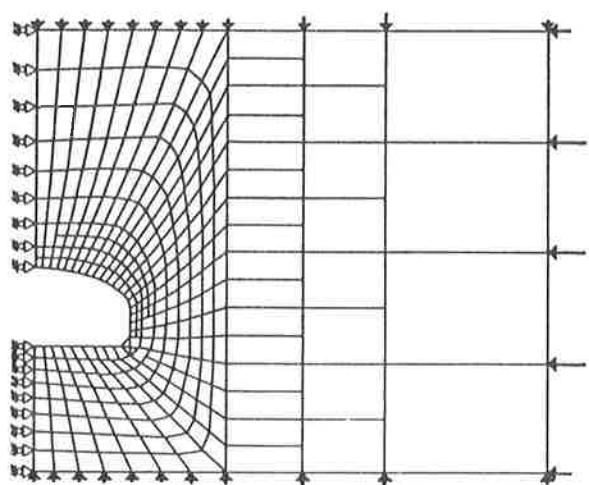


Fig 6 Elementnät, randvillkor och laster
Finite element mesh, boudary conditions and loading.

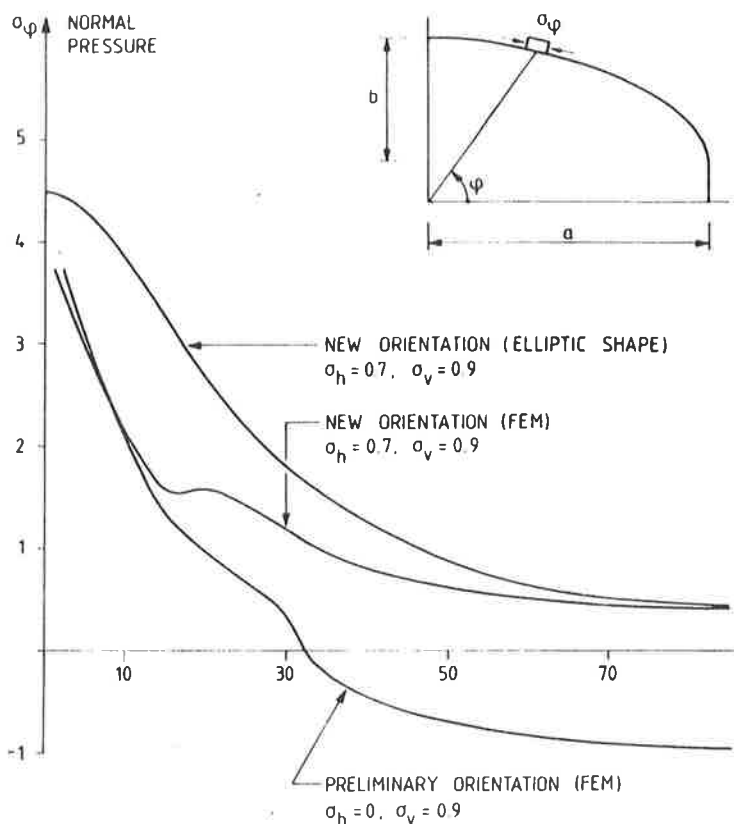


Fig 7 Variation av tangentialspänningen itaket vid olika orientering av bergrummet.
Variation of the tangential stress along the roof of the cavern for two different orientations of the cavern.

I det tredje steget studerades approximativt inverkan av de från borrningen noterade och extrapolerade sprickorna, genom att i det använda FEM-programmet införa SUBSIDIARY CONDITIONS och låta bergmassan glida längs vissa spricklinjer, i stället för att införa sprickelement som är det normala förfarandet. Genom detta förfarande som jag inte går in på här utan hänvisar till rapport 134. Fort F/F kan en normalspänning och en skjuvpänning definieras genom att anta att dessa nodkrafter fördelas jämt över den del av spricklinjen som hör till resp. nod. Se fig 8 och fig 9.

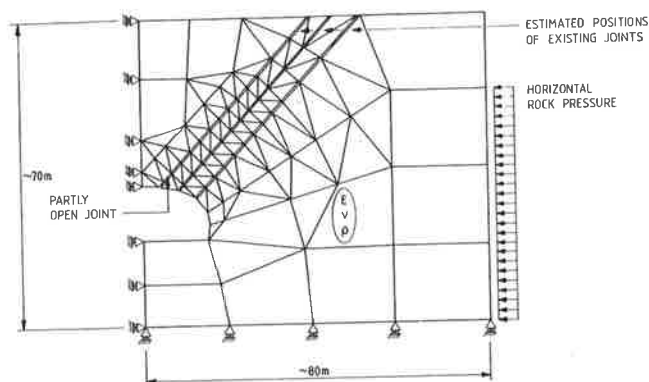
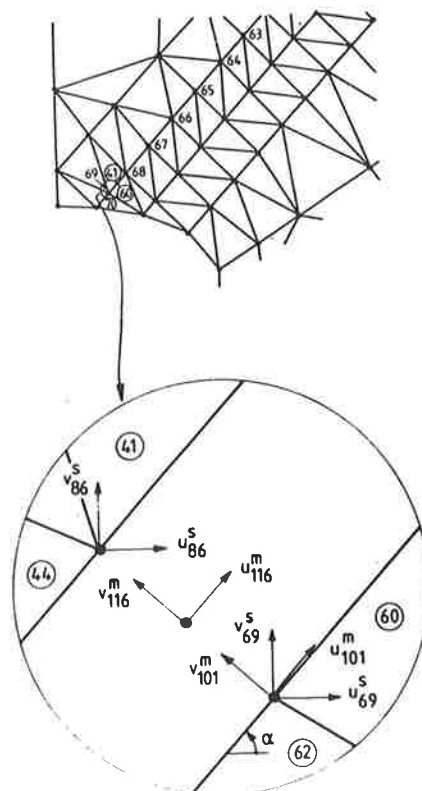


Fig 8 FE-nät för analys av glidning i spricka
FE-mesh for the analysis of slipping in a joint

Fig 9 Införande av extranoder för subsidiary conditions i GENFEM. Speciellt visas hur nod 69 ersätts med 4 noder nämligen 69,86,101 och 116. α är vinkeln mellan sprickan och x-axeln.
Introduction of additional nodes for subsidiary conditions. Particularly it is shown how node 69 is substituted by four new nodes, viz 69,86,101 and 116. α is the angle between the horizontal x-axis and the direction of the joint.



Med hjälp av ϕ och C kan sedan en kritisk skjuvspänning för glidning τ_p enl Mohr-Coulombs brottkriterium beräknas för varje nod. Beräkning av τ och τ_p för varje nod längs spricklinjen gjordes med programmet NRLEASE som arbetar interaktivt.

Materialiet i den allvarligaste sprickan gavs material parametrarna $c = 0,05$ Mpa och $\phi = 22^\circ$. Tangentiella förskjutningar mellan två element på båda sidor om sprickningen blir i nod 70 $1 \cdot 10^{-5}$ m. Tabell visar att τ inte överskred τ_p i någon nod. Med lägre värden på C och ϕ får man glidning längs en större del av spricklinjen. För $c = 0$ $\phi = 18^\circ$ fås en relativ förskjutning av $6 \cdot 10^{-5}$ m vid nod 70.

Beräkningarna hade i syfte att i första hand studera spännviddens inverkan på stabiliteten samt studera sprickornas inverkan principiellt.

Det råder emellertid osäkerhet om nyttan av beräkningar om FEM-beräkningar i synnerhet i bergsammanhang. Materialparametrarna slår hårt i beräkningarna och det går med aldrig så väl genomförda förundersökningar i detalj beskriva bergmassan. Vidare är det faktum att beräkningarna utförs med tvådimensionella modeller en förenkling mot verkligheten.

Det är därför av största vikt att FEM-beräkningar endast ses som ett komplement till mer traditionella beräkningar och bedömningar.

Därför såg vi det också som viktigt att använda FEM-beräkningarna i iterativt och interaktivt, vilket i viss mån var möjligt med det använda indataprogrammet, GEORGE vilket utan omfattande tidsåtgång för indatagenereringen gjorde det möjligt att variera såväl nät som materialparametrar, och få ett svar när problemet var aktuellt. Beräkningarna får inte vara "hårdare" än de indata som används, utan i stället bör beräkningarna ges en mjukare kontur och därmed bättre passa in i det övriga mönstret, jfr. diskussionsinlägg vid Bergmekanikdagen 1981 s 96 - 99.

4. VAL AV UTTAGNINGSSEKVENSER

För att göra det möjligt att kontrollera berget under uttagningen, och ev succesivt förstärka föreslogs att berget skulle tas ut på ett kontrollerbart sätt, så att rörelserna skulle kunna registreras och förstärkningarna göras succesivt. Val av uttagningssekvensen framför av fig 10.

Efter pilottunnel I följer två släpande strossar II och III. Pallen sprängs efter hela galleriet är uttaget.

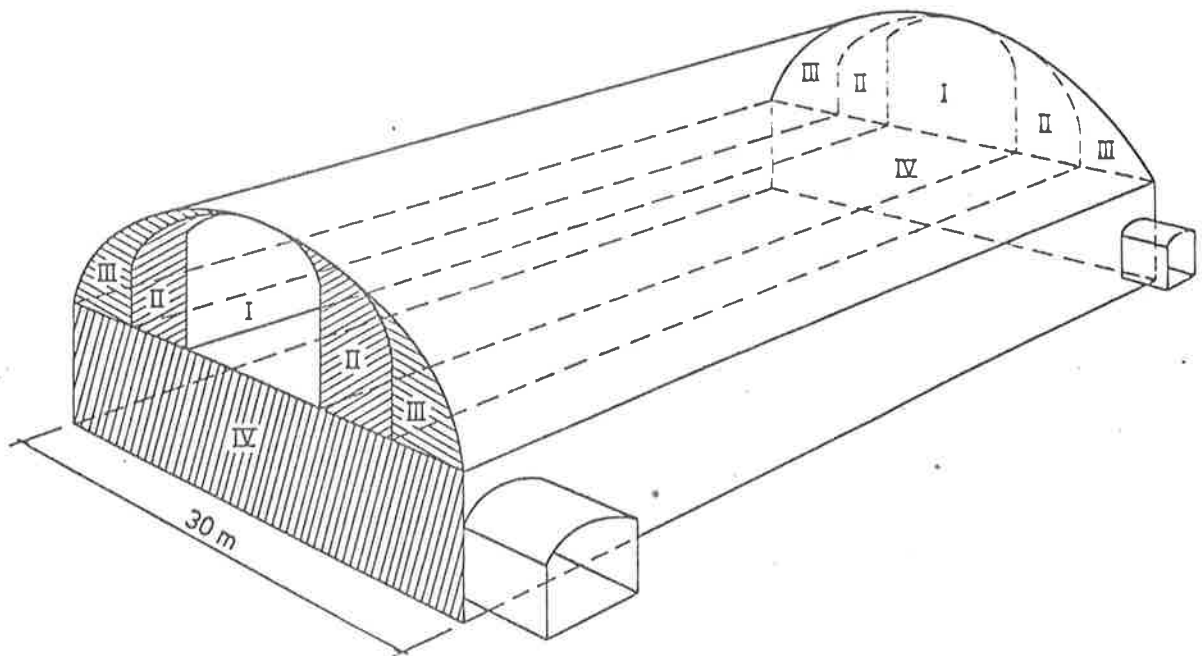


Fig 10 Uttagningssekvenser av bergrummet

Excavation sequences of the cavern

5. DEFORMATIONSMÄTNINGAR

Det beslöts i ett tidigt skede i projekteringen att deformationsmätningar skulle utföras under och efter uttagningen av bergrummet. Mätningarna hade till syfte att:

- kontrollera bergets rörelse mot uttagningssekvenserna. Finns konvergens i rörelserna eller ej?
- ge underlag för ev. modifiering av förstärkningarna (huvudsakligen val av bultlängd).
- kontrollera om bergets rörelse överensstämmer med beräknad rörelse.
- ge erfarenheter avseende mätmetodik och mätteknik för kommande projekt.

När mätprogrammet planlades hade ett annat mätprojekt Huvudstaprojektet nästan slutförts varför det sågs som en rationalisering att utnyttja de erfarenheter man där erhölet. Därför uppdrogs åt Institutionen för Jord- och Bergmekanik, som svarat för mätningarna i Huvudstaprojektet, att installera och utföra mätningarna även i detta projekt.

5.1 Mätprogram

Det beslöts att rörelserna skulle registreras med extensometer och konvergensmätning i tre tvärsektioner i bergrummet. Ursprungligen skulle 9 st extensometrar resp. mät-dubbar för konvergensmätningen sättas i varje sektion. Efter diskussion inom mätgruppen (Conswede och Inst. för Jord- och Bergmekanik KTH) modifierades mätprogrammet.

Måttillfällena mot aktuellt sprängskede framgår av fig . Vissa modifieringar av placeringen av mät-dubbar fick göras under arbetets gång, bl.a var ytterligare breddning vid första mätsektionen nödvändig varvid väggdubbarna och extensometrarna i väggen sköts bort. Ny 0-mätning i sektion I fick göras för mätning mot pallsprängningen.

5.1.1 Konvergensmätning

Genom att dubblera varje mätsektion i en främre och en bakre med ca 3m mellanrum kunde rörelserna för uttagandet av den yttre strossen registreras både före och efter den yttre strossens passage av mätsektionen. Det gjordes ingen mätning mot den första strossen. När den första släpande strossen passerat mätsektionen monterades tre mät-dubbar i taket och en mät-dubb i vardera väggen mot den kvarstående yttre strossen. När den yttre strossen monteras den främre till full bredd jfr fig 12 och fig 13.

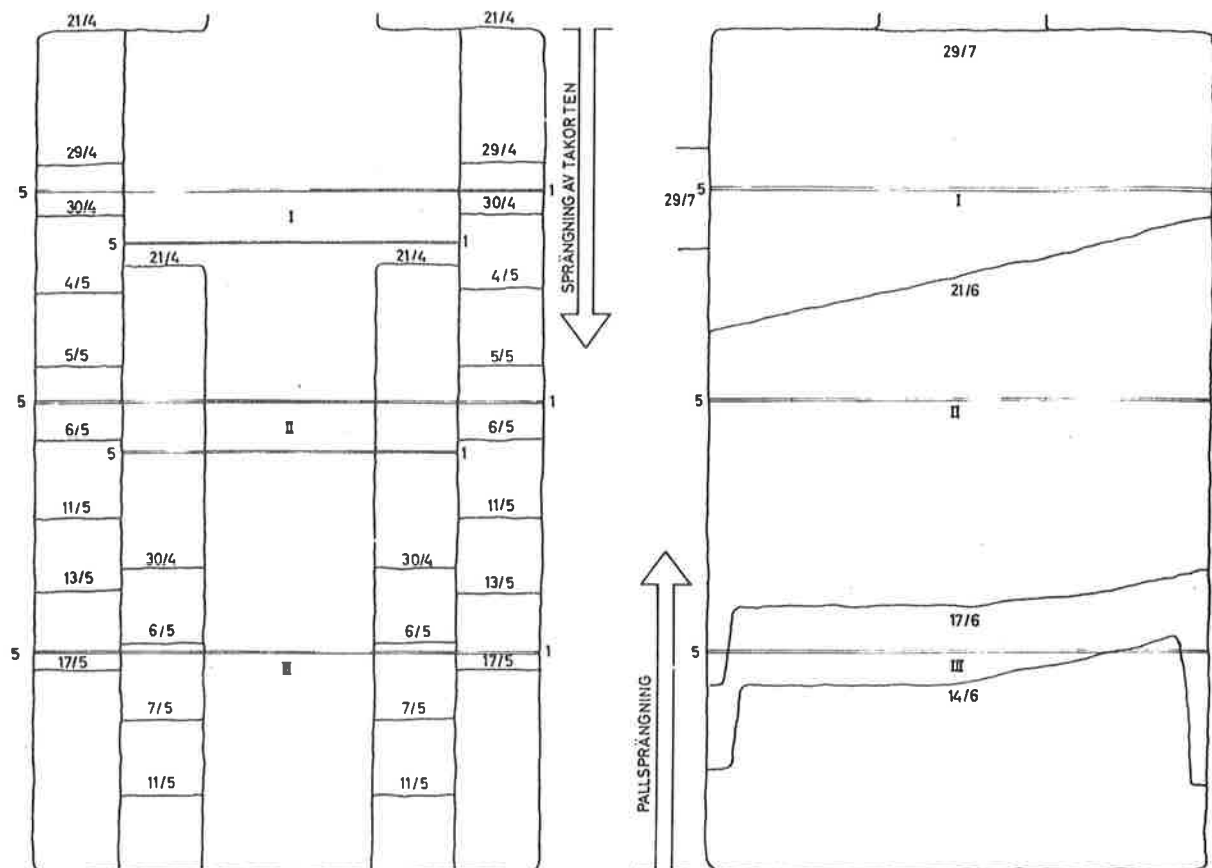


Fig 11 Mättilfällena mot aktuella sprängskeden för galleri och pall.

Measurements to the actual excavation situation for the heading and the bench

5.1.2 Extensometermätning

Intill mät dubbarna borrades och installerades enstångsextensometrar jfr fig 12 och fig 13. I första mätsektionen gjordes dessa av olika längd för att om möjligt få en uppfattning var i bergmassan rörelserna ägt rum. Vid mätsektion II installerades endast 8m-extensometrar vid varje mät dubb i taket och en 4m-extensometer i vardera väggen. Vid mätsektion III monterades 8m-extensometrar i taket vid varje mät dubb.

5.1.3 Utrustning

Konvergensmätningen utfördes genom mätning av avståndändringen mellan två mät dubbar uppspänd tråd. Varje mätsträcka hade sin tråd som märktes. Tråden var en s.k. invartråd som är längdkonstant. Mätningarna utfördes med en s.k. Distometer som utvecklats vid ETH i Zürich.

Extensometrarna som var av enstångstyp tillverkades vid Inst. för Jord- och Bergmekanik. En rundstång var förankrad i botten på borrhålet med ett ca 0,5 m långt kamstål. Mellan förankringen och ett mät huvud i bergytan löper stangen fritt i ett plaströr. På så sätt kan den relativa rörelsen mellan infästning och mät huvudet, som är fastsatt med expander, registreras.

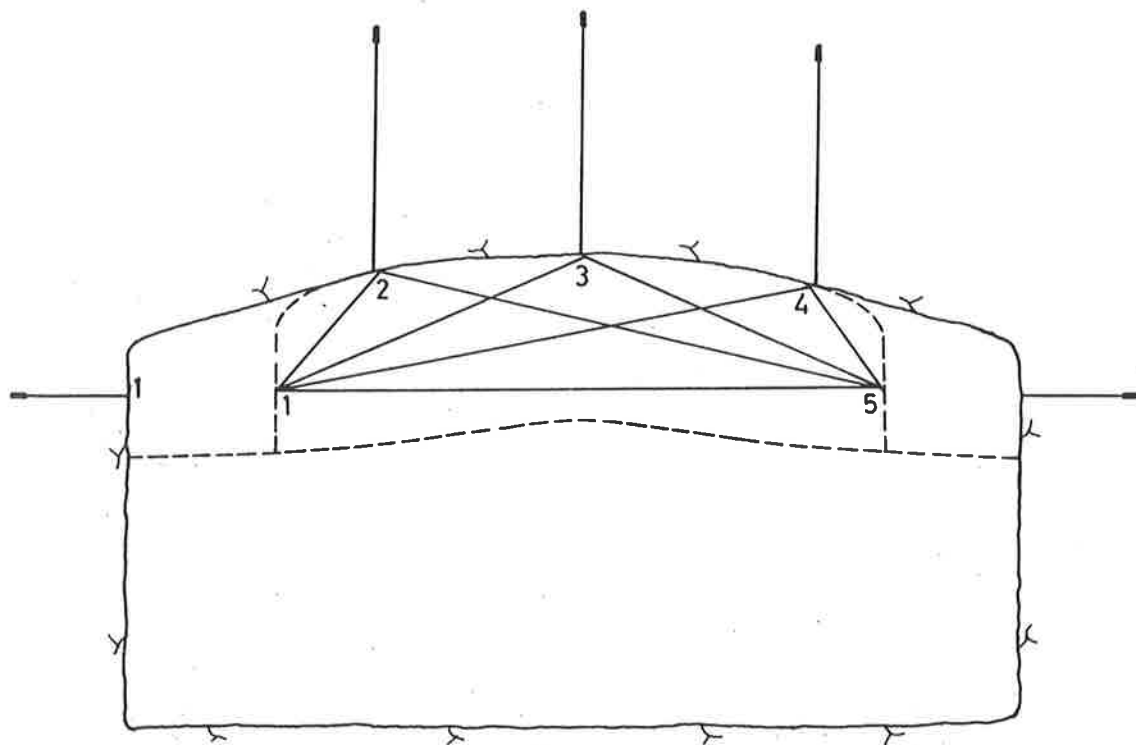


Fig 12 Placering av extensometrar och konvergens-
mätpunkter vid främre mätsektion I
Instrumentation of the small section I

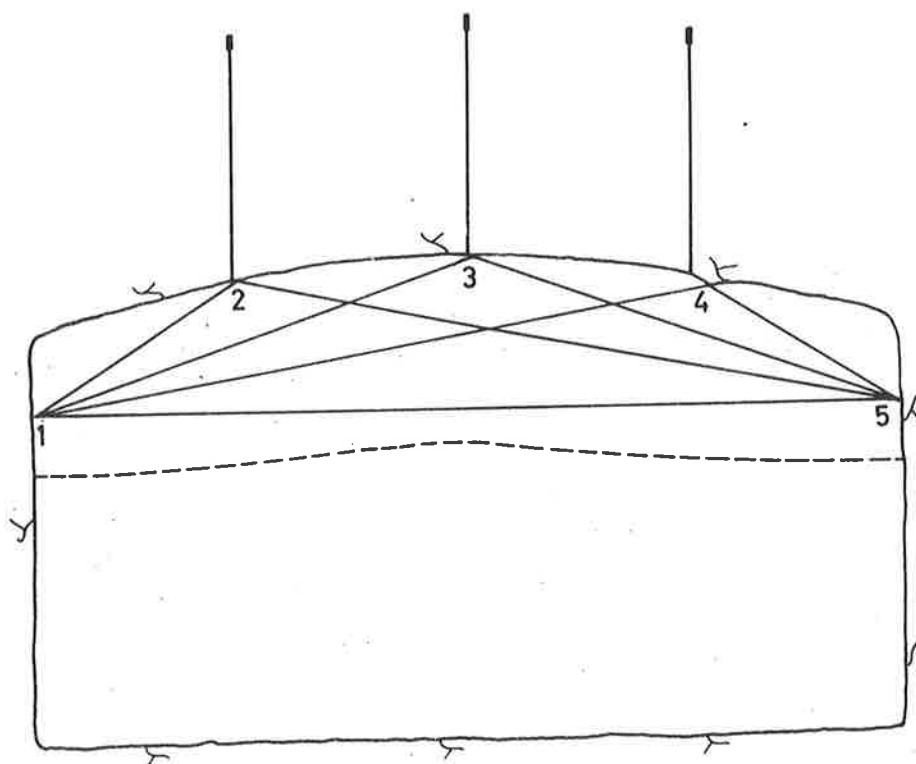


Fig 13 Placering av extensometrar och konvergens-
mätpunkter i bakre mätsektion I
Instrumentation of the full section I

5.2 Mätresultat

5.2.1 Konvergensmätning, mot gallerisprängning

Mätningarna som utfördes mot uttagningssekvenserna finns redovisade för varje mätsektion.

För mätsektion I jfr. fig 14 - 18 visar mätningarna för av främre mätsektionen (mindre sektionen) att taket sänker sig något, 1 mm när den yttre strossen närmar sig. Samtidigt rör sig väggen något innåt 0,5 mm jfr. fig . När strossen var ca 1 salva från främre sektionen sprängdes ena väggdubben bort varför ny dubb sattes i botten och ny 0-mätning jfr fig 14 fick göras. Mätning gjordes för ytterligare en salva, varpå den bakre mätsektionen i sektion I installerades till full bredd, 0-mättes och deformationerna mättes mot den borttagande yttre strossen. Mätningarna visar att taket sänker sig obetydligt när den yttre strossen just passerat bakre mätsektion I för att visa en ytterligare rörelse nedåt på ca. 4,5 mm när yttre strossen ligger mellan 6 - 12 m från främre mätsektion I, jfr fig 15. Denna senare rörelse är dock sannolikt något för stor eftersom invartråden för den horisontella mätsträckan fått en knyck, vilket ger en "falsk sänkning av taket". Taket höjde sig sedan när den yttre strossen avlägsnade sig ytterligare jfr fig 15.

Den horisontella rörelsen visar på en obetydlig rörelse utåt, ~0,5 mm när yttre strossen just passerat främre mätsektionen, för att sedan röra sig ytterligare utåt ~ 5 mm när yttre strossen ligger mellan 6 - 12 m från mätsektionen. Denna rörelse gick sedan tillbaka ~ 2 mm när strossen avlägsnade sig ytterligare, jfr fig 15 och fig 16.

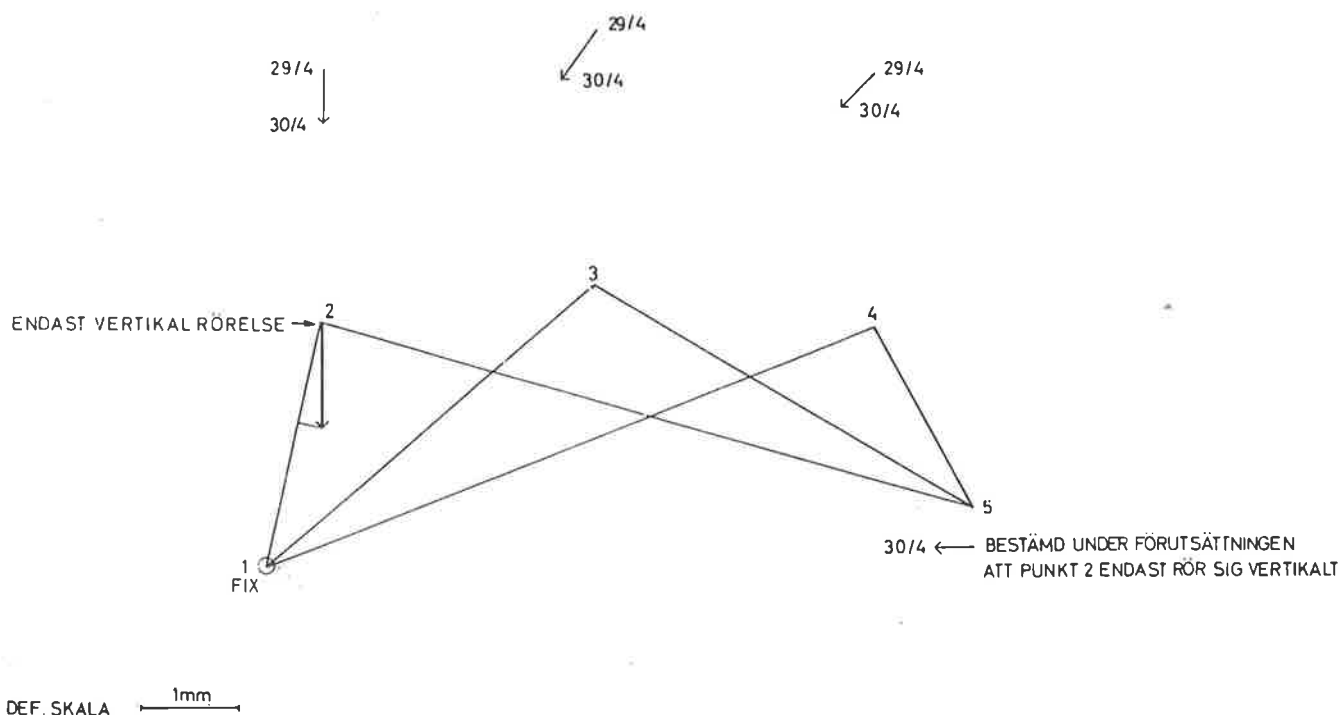


Fig 14 Uppmätta deformationer i främre mätsektion när yttre galleristrossen närmar sig.
Deformations in section I when the outer stoping approaches

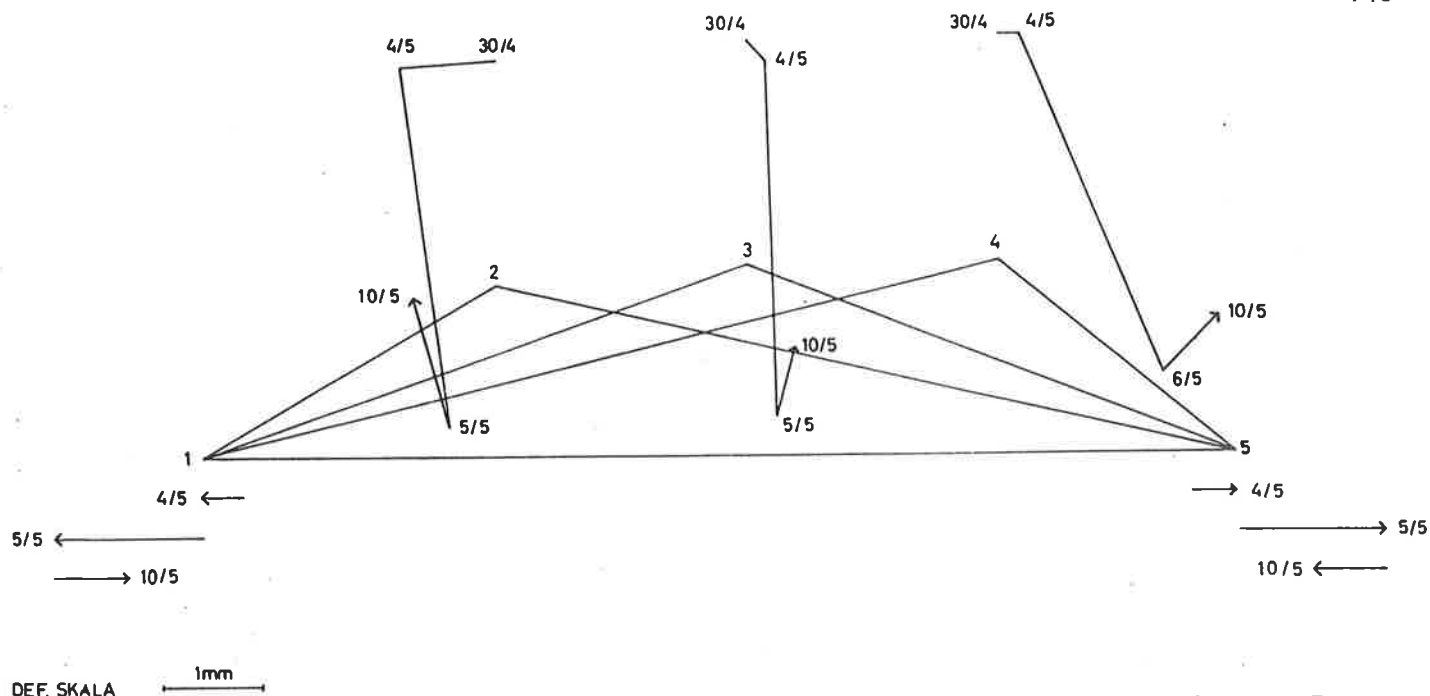


Fig 15 Uppmätta deformationer i bakre mätsektion I när yttre strossen drar bort.

Deformations in full section I when the outer stopper moves away

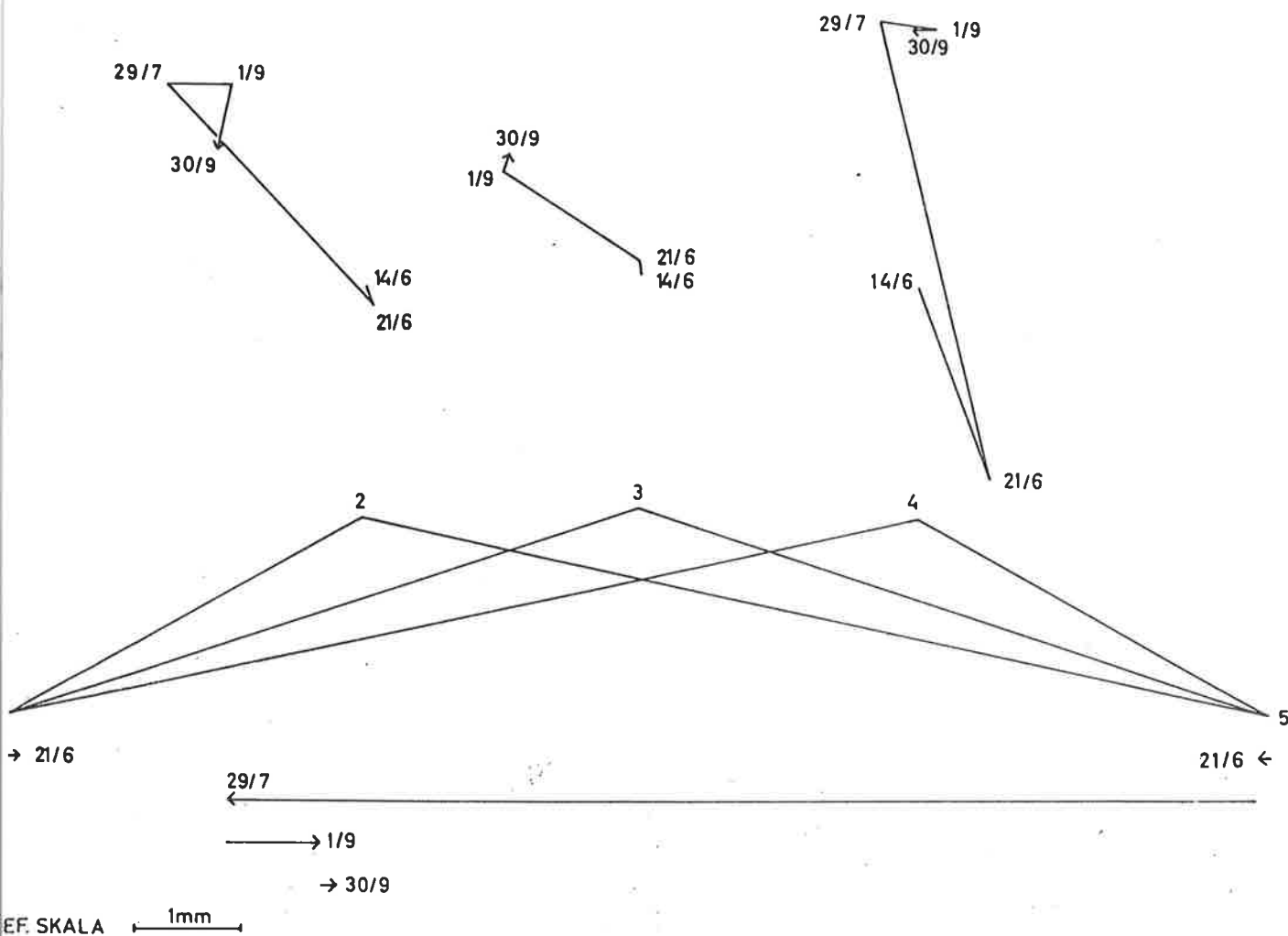


Fig 16 Uppmätta deformationer i mätsektion I under och efter passage av pallen

Deformations in section I during and after the passage of the bench

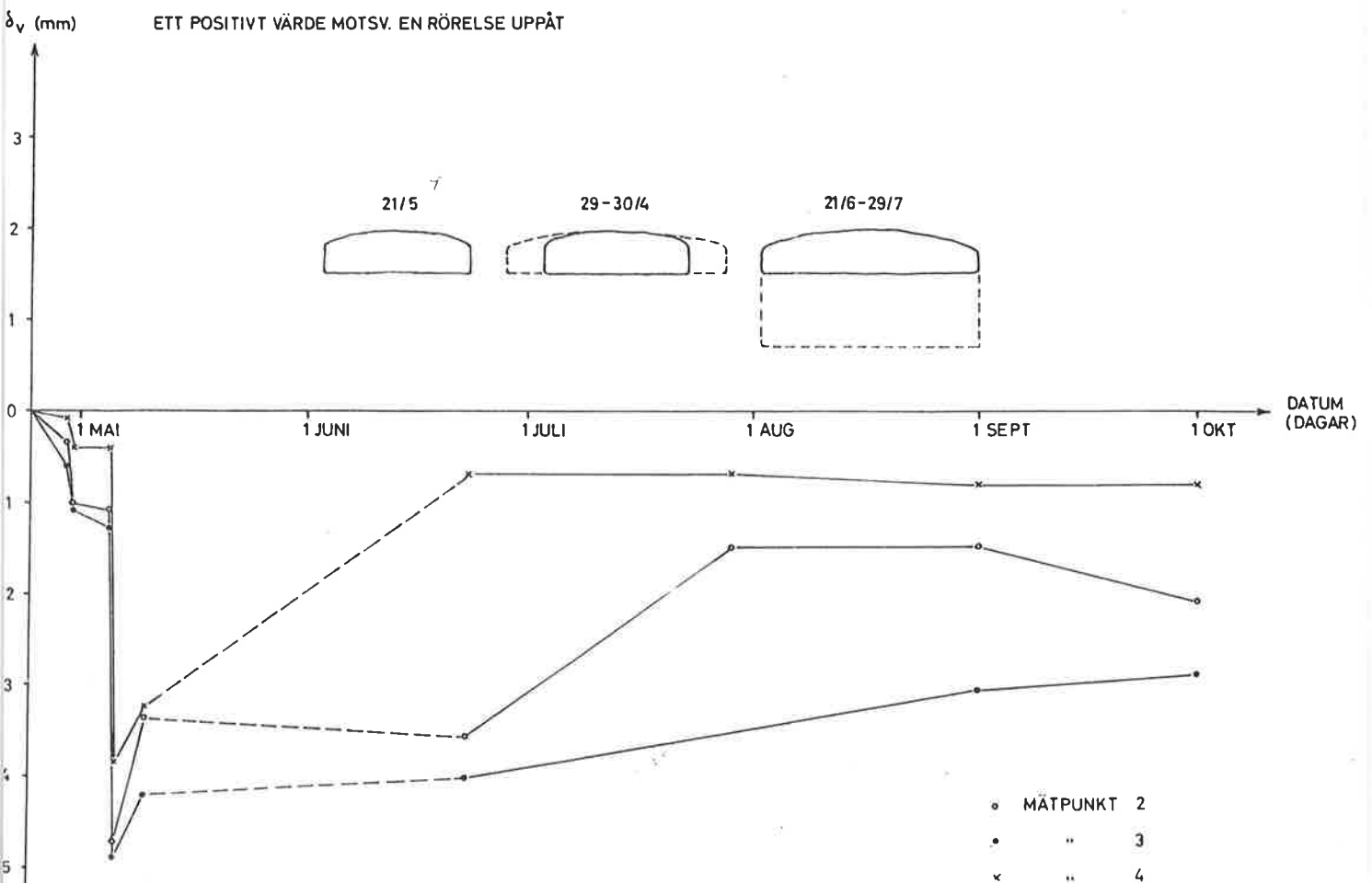


Fig 17 Tids -deformationskurva för mätsektion I
Time-deformation in section I

Mätsektion II visar en uppåtgående rörelse i taket för mätpunkterna 2 och 3 när yttre strossen närmar sig främre mätsektion II och en liten sänkning av mätpunkt 4. När yttre strossen passerar sänker sig taket något i punkt 2 och 3 $\sim 0,2$ mm och höjer sig $\sim 0,2$ mm i punkt 4. Taket höjer sig något tills yttre strossen ligger ca 10 m från främre mätsektion II för att sedan sänka sig, $\sim 2,5$ mm jfr. punkt 3 och 4 fig 19 och fig 20.

De horisontella rörelserna visar en mindre rörelse inåt omedelbart efter yttre strossen passerat mätsektion II för att sedan röra sig utåt när yttre strossen ligger ca. 10 m från mätsektionen och bortåt, jfr fig 19 och fig 20.

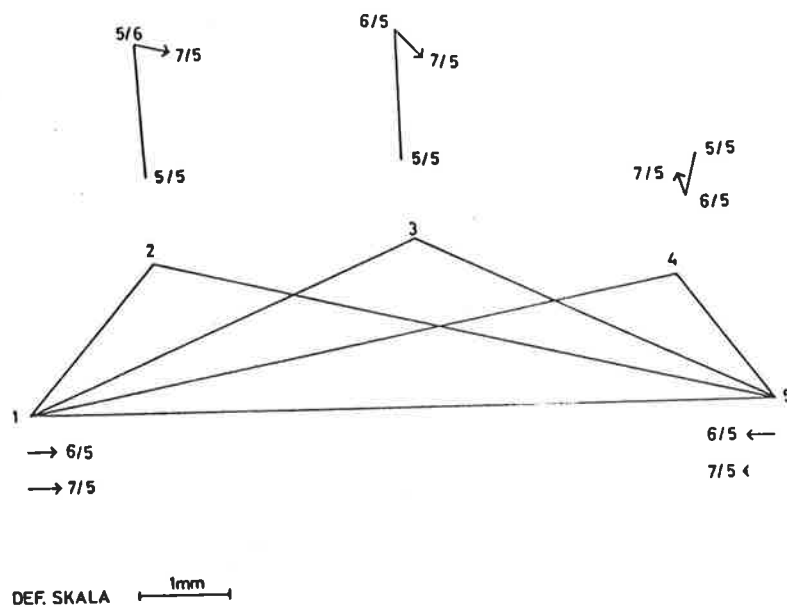


Fig 18 Uppmätta deformationer i främre mätsektion II
Deformation in smaller section II

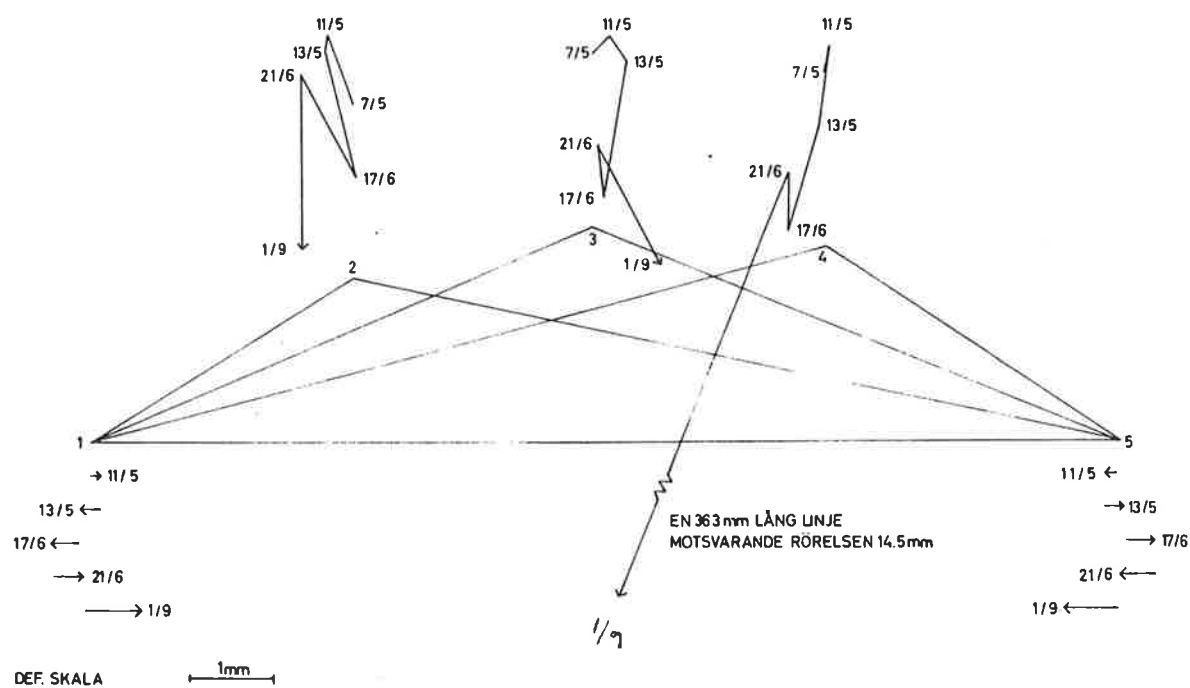


Fig 19 Uppmätta deformationer i bakre mätsektion II
Deformations in full section II

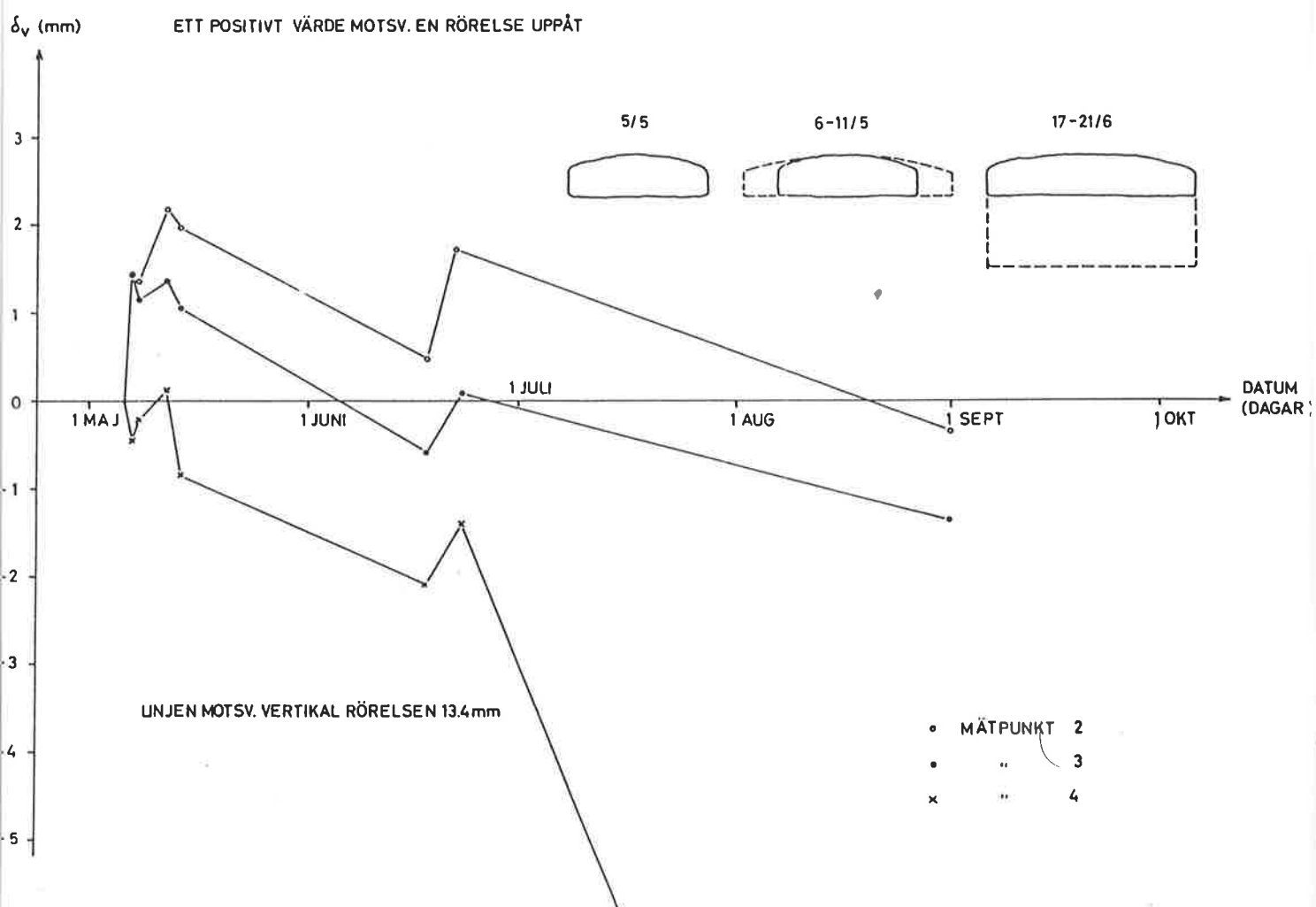


Fig 20 Tid-deformationskurva för mätsektion II

Time - deformation relation for section II

Mätsektion III mättes endast vid full bredd. Första mätningen utfördes när yttre strossen passerat mätsektionen och påföljande mätning gjordes när pallen låg nära mätsektion varför det i mätsektion III inte går att särskilja inverkan från yttre strossen i galleriet mot den påbörjade pallsprängningen.

5.2.2 Konvergensmätning mot uttagning av pallen

Mätsektion III visar när pallen passerar sektionen en uppåtgående rörelse på ca 2 mm i punkt 2, knappt 1 mm i mätpunkt 3 och en mindre sänkning i punkt 4. Jfr. fig 21 och fig 22.

Vid nästa mättillfälle när hela pallen sprängts bort hade taket höjt sig i punkt 2 och 4 och sänkt sig obetydligt i mätpunkt 3. Vid en ytterligare mätning visas $\approx 0,5$ mm sänkning av taket.

De horisontella rörelserna i väggen i mätsektion III visar en mycket liten inåtgående rörelse när pallen passerar mätsektionen. Den inåtgående rörelsen ökar sedan mot den bortdragande pallen för att vid kontrollmätningen 2 mån efter utsprängningen endast röra sig 0,2 mm nedåt.

Mätsektionen II visar en höjning av taket när pallen passerat för att sedan visa en nedåtgående rörelse av 1,5 - 2 mm för mätpunkterna 2 och 3. Den mätta rörelsen i mätpunkt 4 var stor i jämförelse med övriga rörelsen. Jfr. fig 20 och fig 21. Rörelsen kan ge upphov till flera tolkningar. En anledning kunde vara att man mellan de mättillfällen som visar stor rörelse sprängt en ort som ansluter i väggen strax intill mätpunkt 4, vilket kan ha resulterat i antingen lokal blockrörelse eller att dubben fått en "kyss" i samband med sprängningen. Extensometervärdena visade dock inga onormala värden. Väggarna i mätsektion II rör sig något inåt när pallen passerat.

I mätsektion I höjer sig taket när pallen passerar sektionen för att sedan "nästan" ligga stilla. Rörelsen uppåt i mpunkt 4 är 4 mm. I mätsektion I noterades en stor horisontell rörelse inåt. Mätdubb 5 ligger ovanför ortmynning i vägg som sprängts ut mellan de mättillfällen som registrerat den stora horisontella rörelsen. Detta kunde tyda på lokala blockrörelser ovan hjässan till orten. För att konstatera om rörelsen fortsatte monterades tre mätdubbar i ortmynningen, rörelsen mättes, och visade att den avstannat.

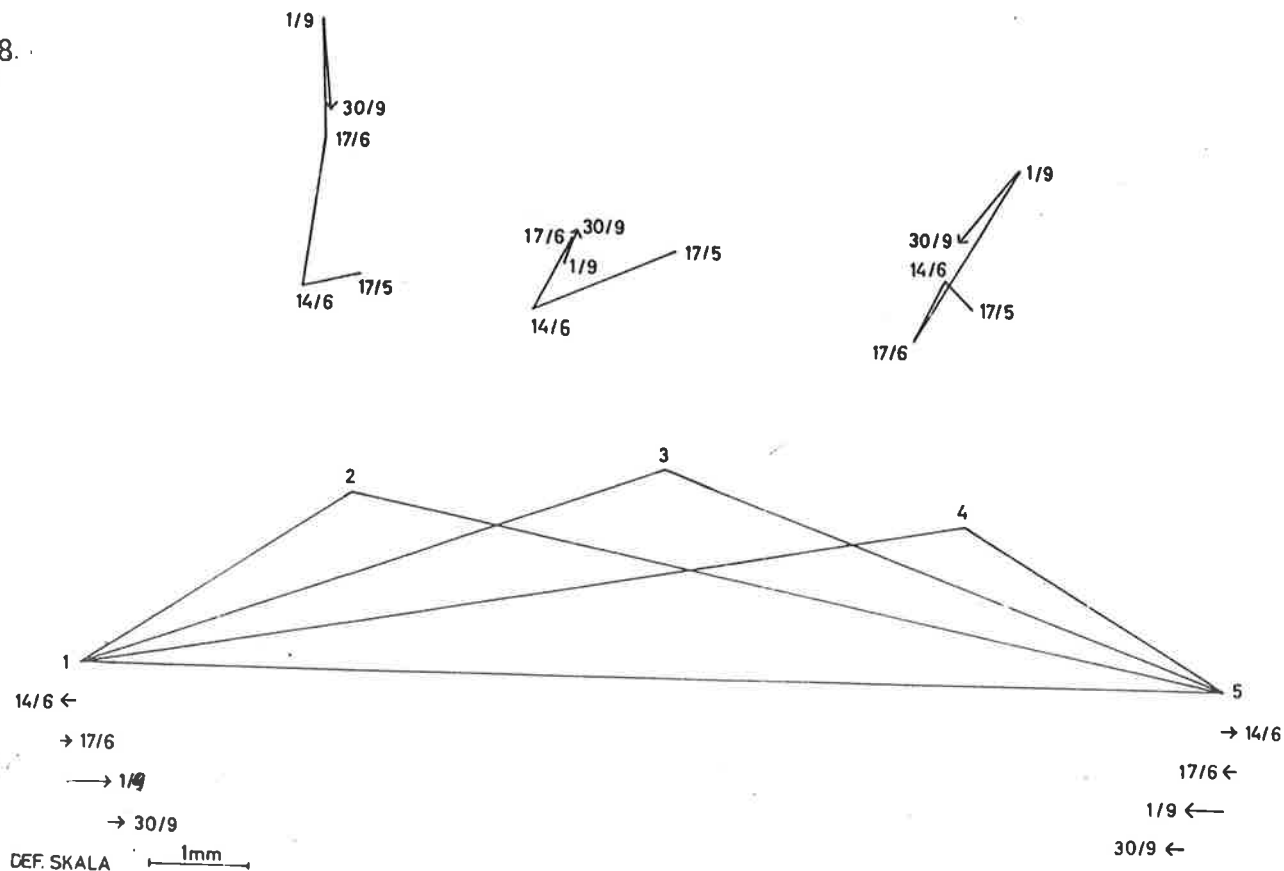


Fig 21 Uppmätta deformationer i mätsektion III

Deformations in section III

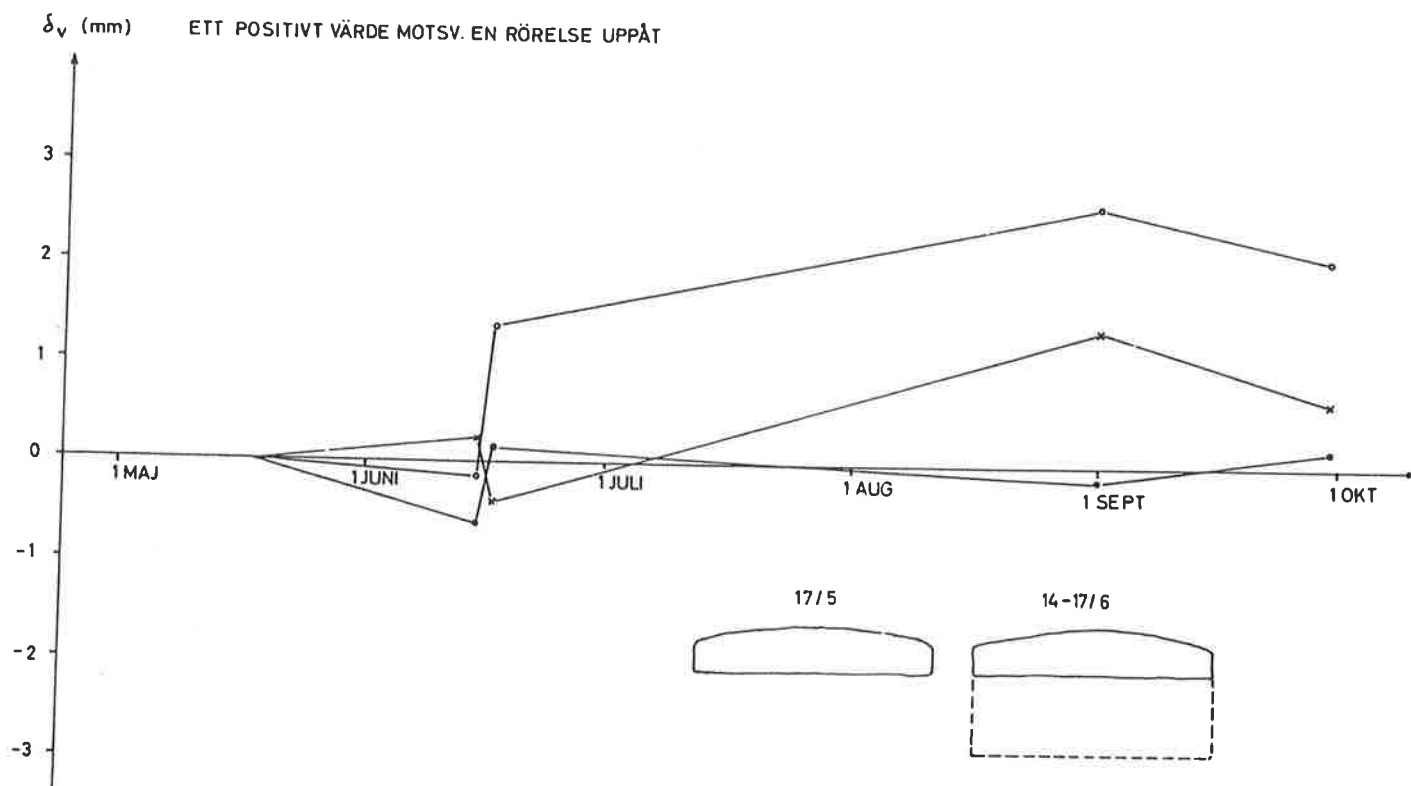


Fig 22 Tid-deformationskurva för mätsektion III

Time-deformation relation in section III

5.2.3 Extensometermätningarna

Extensometermätningarna visar mycket små rörelser och lämnas utanför denna redovisning.

5.2.4 Beräknade rörelser mot uttagningssekvenserna

Som en extra kontroll har spänningar och deformationer beräknats mot uttagningssekvenserna vid Inst. för Jord och Bergmekanik vid KTH. Det använda programmet har varit JOBFEM. Materialparametrarna bestämdes genom provning av från borrhärlor. E, och c för bergmassan bestämdes enl. Bieniewskis klassificeringssystem och inverkan av genomgående sprickor enl. Stilles värderingsmall - RMS-faktorn. Materialmodellen för beräkningen valdes att vara linjär - elastoplastisk. Belastningarna sattes lika som de tidigare genomförda beräkningarna. De beräknade rörelserna mot uttagningssekvenserna se fig 23 visar god överensstämmelse med de uppmätta deformationerna.

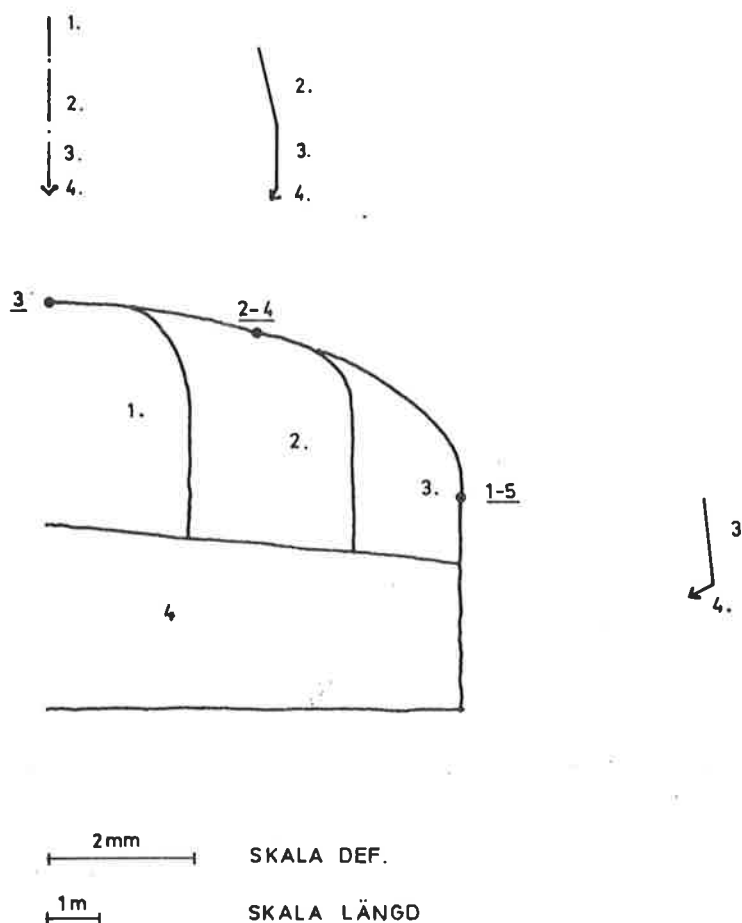


Fig 23 Beräknade rörelser mot uttagningssekvenserna
Calculated deformations to each excavation stage

6. GEOLOGISK DOKUMENTATION AV BERGRUMMET

Samtidigt och efter utsprängning har tak och väggar karterats avseende sprickstrukturen och bergart. Den geologiska informationen redovisas i fig 24.

Av karteringen framgår att berggrunden är gnejsig i yttre delen av bergrummet för att från mätsektion II och inåt domineras av granit. Huvudsprickriktningen ligger parallellt med gnejsens skiktplan, som skär nära vinkelrät mot bergrummets längsaxel. Den från borrhningen noterade sprickzonen återfinns i anläggningen i dess yttre del. Sprickzonen utgör kontakten mellan pegmatitgång och sidoberget och utgörs av krossmaterial delvis med lerig kontakt. Den andra kontakten är och relativt tät. Ytterligare två sprickplan skär anläggningen parallellt med sprickzonen som stupar 60° jfr. fig 21. De två med sprickzonen parallella sprickplanen skär huvudsprickriktningen ca 50° i vertikalplanet och ca 40° i horisontalplanet och bildar pyramider med huvudsprickriktningen.

I bergrummet uppträder enstaka horisontella - subhorisontella sprickplan som dock ej är uthålliga. Ett sådant skär taket vid sektion III. I övrigt utgörs tak och väggar av påfallande stor andel brottytor vilket beror på att sprickstrukturen skär tak och väggar under brant vinkel. Gavlarna ligger dock ogynnsammare i förhållande till sprickstrukturerna vilket resulterat i tämligen omfattande bultning av dessa.

7. FÖRSTÄRKNINGAR

I ett tidigt läge innan spänningsmätning utförts gjordes det konservativa antaganden hela bergmassan under en antagen spänningslös zon skulle hängas med långa GWS-stag. Genom de beräkningar som utfördes under projekteringen kunde längden reduceras.

I bygghandlingarna antogs hela bergtaket systembultat med 5 m låga bult.

Deformationsmätningarna och det goda berget minskade ytterligare på bultinsatsen så att endast selektiv bultning och sprutning utfördes, förutom hänget under sprickzonen som förstärktes med konstruktiv bultning och spruthetong.

Efter utsprängning av galleriet önskade yrkesinspektionen spruta hela taket före pallsprängningen. Ur mätprojektets synpunkt skulle detta vara olyckligt, då ev rörelser vid pallsprängningen bättre skulle kunna tolkas om berget fick vara osprutat. Pallsprängningen skulle inverka gynnsamt på stabiliteten i taket då ett visst tillskott av horisontalspänning skulle erhållas när pallen togs bort. Efter diskussion med yrkesinspektionen, beställaren, och entreprenörens enades man om att sprutningen skulle ersättas med återkommande avsyningar och skrotningar under byggnadstiden. Mycket små mängder kunde skrotas ned och inga spontana stenedfall har ägt rum under byggnadstiden.

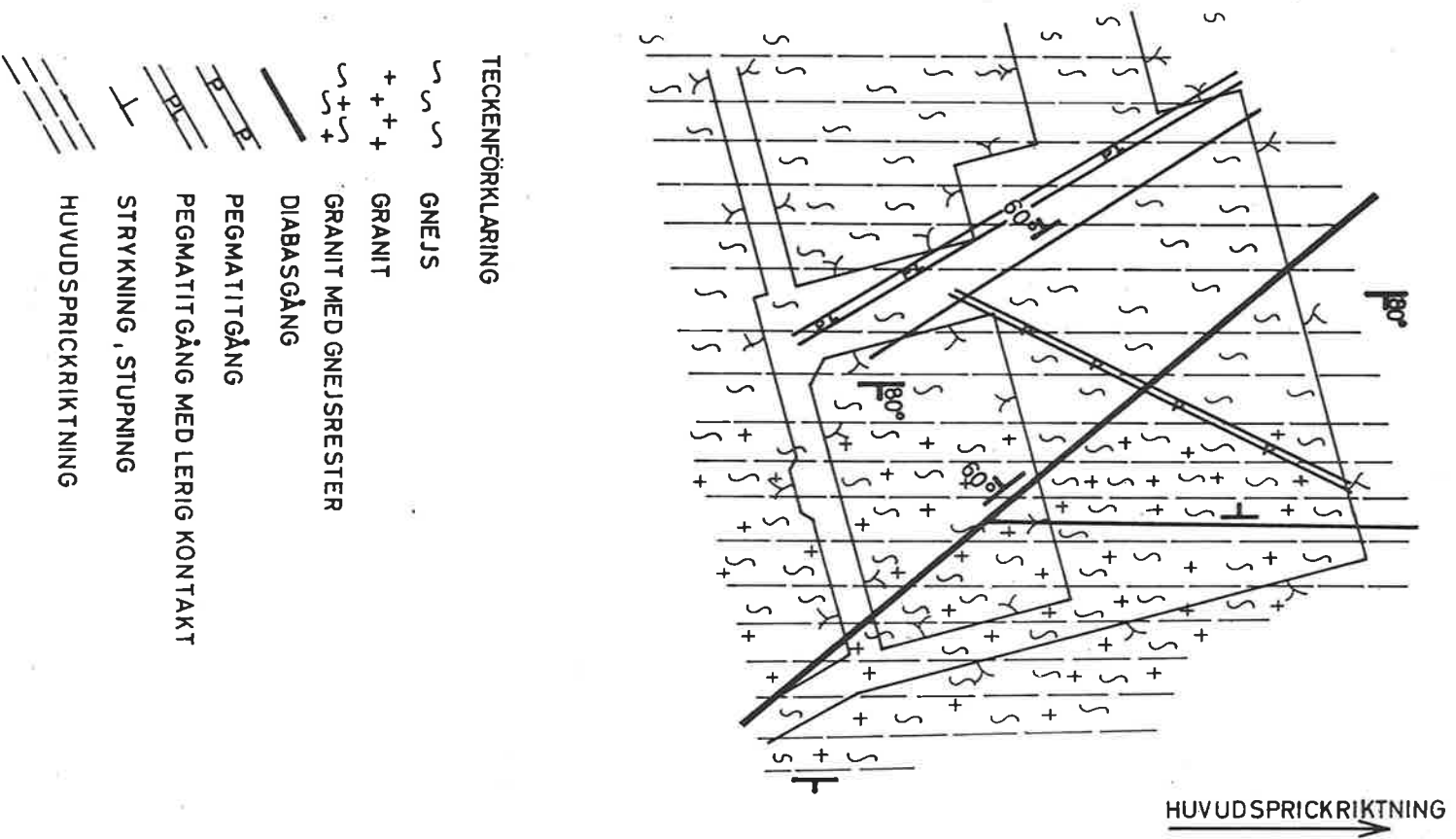


Fig 24 Geologiska huvuddrag i bergrummet
Geological situation in the cavern

8. SUMMARY

In this paper some methods for studying the stability of a cavern with 30 m span and a shallow shape is described. It is emphasized that numerical analysis must be treated with caution implying that a stepwise refinement of the numerical analysis should be advisable. Relatively simple methods based on manuals are often sufficient. The finite element method offers, however the possibility of describing the geometry of a cavern more accurately. Mostly an elastic model of the rock material with field enough guidance. If further refinements are desirable, joints can be introduced into the FEM-model and adequate material properties for the joints can be defined.

A measure program was also performed showing small deformations which indicated just elastic deformations well corresponding to the calculated deformations.

References:

- /1/ Field measurements in rock mechanics vols: I-II (Ed. K Kovari). Proc internat. symposium, Zürich, 4 - 6 April, 1977 (ISETH). - Balkema Rotterdam 1977.
- /2/ Abraham, K H, et al Vergleich von Statik, Spannungsoptik und Messungen beim Bau der Kaverue Waldeck II. - Rock Mechanics, Suppl 3, 1974, p. 143 - 166.
- /3/ Bergförläggning av kärnkraftstationer från reaktorsäkerhetssynpunkt. - Centrala Driftsledningen, slutrapport KK Ag 2, bil 4, Stockholm 1975.
- /4/ Hiltcher R & Strindell L, Bergspänningsmätning som underlag vid projektering av stora berggrum - Stift Bergteknisk Forskning BeFO, Bergmekanik 1976, p. 151 - 158.
- /5/ Bygghandbok väg och vattenbygg, 1B p. 517 -529, Stockholm 1972.
- /6/ Borg T, the Näsliden project - sensitivity aspects of FEM Calculations Proc Conf on application of rock mechanics to cut and fill mining, Luleå, June 1 - 3 1980.
- /7/ Keijer U, Contributions to interactive computer - aided design in structural engineering. A graphic preprocessor for one dimensional and two-dimensional finite element structures. - Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrå rapport 134:3, Stockholm 1980.
- /8/ Stille H, Groth T, Fredriksson A, FEM-analysis of rock mechanical problems with JOBFEM. (In Swedish) Stiftelsen Bergmekanisk Forskning, BEFO och Inst för jord och bergmekanik, KTH, Report 307:1/82.

- /9/ Stille H, Olsson L, Delin P, Rock mechanical measurements at the excavation of an underground station in hard rock. (In Swedish).
- /10/ Hahn T, Josefsson K, Keijer U, Aspects on the use of the finite element method in rock design. (In Swedish) Rapport nr 134:4 Fortifikationsförvaltningen 1981.
- /11/ Keijer U, Hahn T. Some aspects on how to use numerical analysis in Rock Design - an application to the design of a cavern with 30 m span. Proc. ISRM Symposium Aachen 1982. Rock mechanics Caverns and pressure shafts Ed. with the IW vol. 1.7 A Balkema Rotterdam 1982.

CLAB - CENTRALT LAGER FÖR ANVÄNT BRÄNSLE

CLAB - Central storage facility for spent fuel

Bergsingenjör K Eriksson, VIAK AB
Docent K Röshoff, Höskolan i Luleå
Fil dr R Stanfors, Lunds Universitet

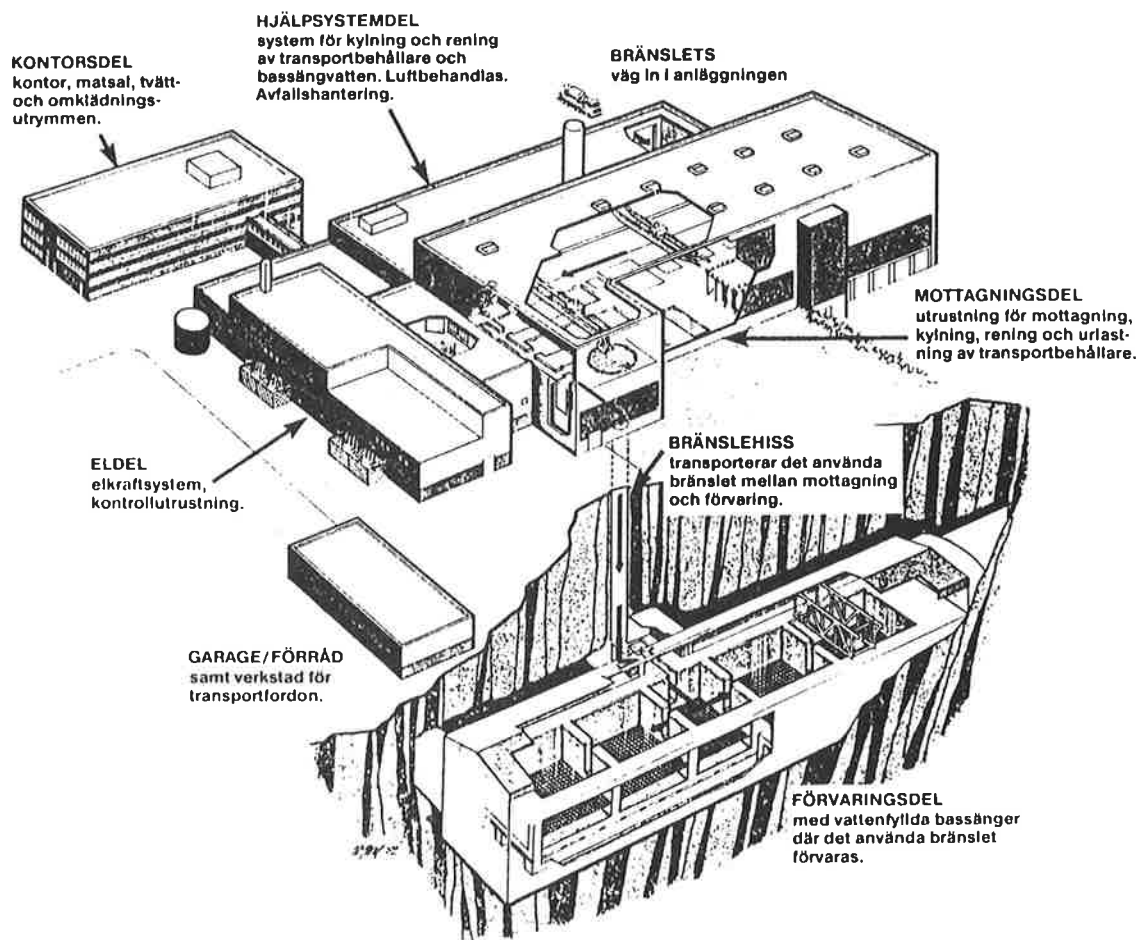
1 BAKGRUND

Det svenska kärnkraftsprogrammet omfattar 12 reaktorer, fördelade på fyra kraftstationer: Oskarshamn, Barsebäck, Ringhals och Forsmark.

Vid energiproduktion med kärnreaktorer uppstår olika radioaktiva restprodukter, däribland använt kärnbränsle. Detta förvaras först vid kraftstationerna, som dock har en relativt begränsad lagringskapacitet.

Svensk kärnbränsleförsörjning AB bygger därför, på uppdrag av kraftverksägarna, ett centralt lager för använt bränsle, CLAB, vilket har förlagts i omedelbar anslutning till Oskarshamnsverket.

Anläggningen kommer att bestå av underjords- och ovanjordsbyggnader, se figur 1. Det använda bränslet skall transporteras till CLAB:s ovanjordsdel (mottagningsbyggnad), där det förbereds för vidare transport med hiss ned i underjordsdelen (förvaringsbyggnaden). Förvaringen skall ske i vattenfyllda bassänger i 30 à 40 år. Eftersom de sista reaktorerna planeras att tas ur drift år 2010 byggs anläggningen för att kunna användas cirka 60 år.



Figur 1. Bränslehantering vid CLAB
Spent fuel handling in CLAB

2 FÖRUNDESRÖKNINGAR

2.1 Grundundersökningar

Förundersökningar började under våren 1978. Hagconsult utförde översiktlig geologisk kartering samt borrade ett lutande hammarborrhål (BH1/60°), vilket TV-granskades och vattenförlustmättes. Undersökningsprogrammet omfattade även ett antal seismiska profiler.

Den första studien, utförd av Hagconsult resulterade i att ett antal svaghetszoner lokaliserades, vilka indelar undersökningsområdet i ett antal "plintar", se figur 2. Det framtagna materialet utgjorde grunden för bestämning av ett ungefärligt läge för bergrummet och för fortsatta undersökningar. Vattenfall kompletterade förundersökningarna under tiden september - november 1978. Huvudvikten i undersökningsprogrammet lades vid kärnbörningar. Sammanlagt 8 kärnbörningar, D1-D8, med totala längden 624 m (32 mm:s kärna) borrades för att undersöka det planerade läget av bergrummet. Ett av hålen borrades vertikalt, medan de övriga vinklades 30° - 75° från horisontalplanet.

Kartering av kärnorna visade följande sammansättning av bergmassan /1/

95%	Smålandsporfyr, omvandlad och oomvandlad
3 %	Granit
2 %	Pegmatit

Sprickfrekvensen indelades i fem grupper. Vid karteringen framkom att

3 % av kärnorna hade	0 -1,0 spr/m (sprickfattig kärna)
12%	- " - 1,1-3,0 spr/m (sprickfattig kärna)
36%	- " - 3,1-6,0 spr/m (måttlig sprickig kärna)
23%	- " - 6,1-9,0 spr/m (tämmligen riksprickig kärna)
26%	- " - 9,1- spr/m (riksprickig kärna)

Den genomsnittliga sprickfrekvensen bestämdes till 7,8 spr/m. Av kärnkarteringen drogs slutsatsen att sprickorna till stor del bildade ett oregelbundet mönster. En viss orientering av sprickorna i nord-sydlig och öst-västlig riktning kunde dock utläsas av kärnmaterialet.

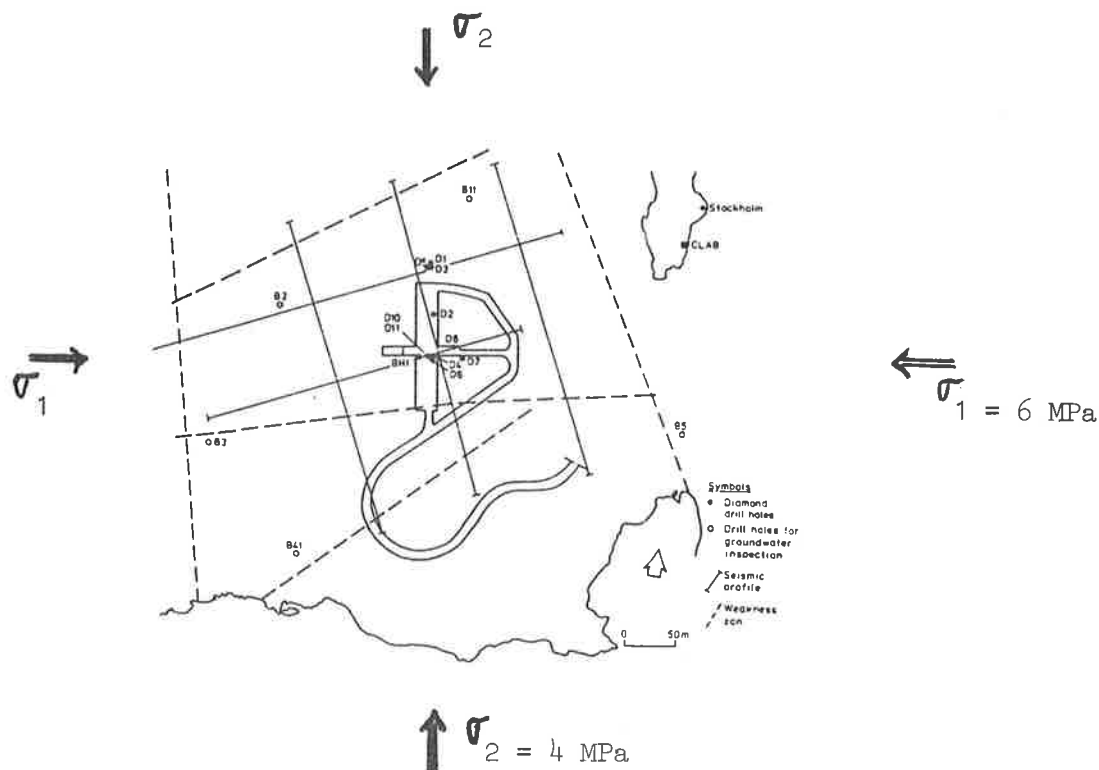
I kärnborrhålen utfördes vattenförlustmätningar. Mätningarna utfördes i 3 m:s sektioner med dubbelmanschett.

Av resultatet från vattenförlustmätningarna konstaterades att bergmassan kring borrhålen var mycket tät. För 94% av borrhålslängden var specifika förlusten $< 0,10 \text{ l/min} \times \text{m} \times \text{bar}$. Återstående 6% föll inom intervallet $0,11- 0,99 \text{ l/min} \times \text{m} \times \text{bar}$.

2.2 Bergspänningsmätningar

Bergspänningsmätningar utfördes under april 1979 /2/. Mätningen utfördes med den av Vattenfall utvecklade metoden att bestämma primära bergspänningar i vertikala borrhål. Mätplatsen var belägen i den centrala delen av det planerade bergrummet. Sammanlagt utfördes nio mätningar i ett borrhål.

Resultatet av mätningarna visade ett förhöjt horisontellt spänningstillstånd. Medelvärdet av största huvudspänningen, σ_1 , bestämdes till 6 MPa. σ_2 beräknades till 4 MPa (medelvärde). Orienteringen hos de två huvudspänningsriktningarna var öst-västlig respektive nord-sydlig, se figur 2. Den vertikala spänningskomponenten, σ_3 , motsvarade egenvikten hos bergmassan.



Figur 2 Karta över undersökningsområdet
General map of the site

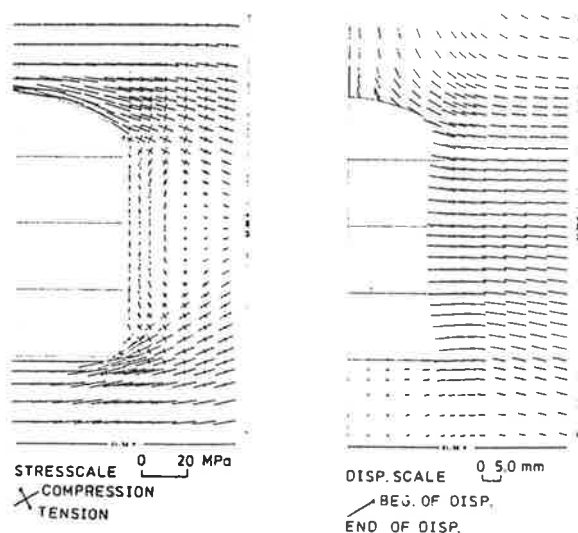
2.3 Stabilitetsberäkning

I syfte att öka förståelsen för hur spännings- och deformationsbilden skulle se ut efter utbrytning av bergrummet, utfördes en 2-dimensionell analys enligt Finita-Element-Metoden (FEM) /3/.

Vid analysen studerades ett tvärsnitt genom bergmassan med de, från bergspänningsmätningen, kända parametrarna som ingångsvärde. Bergmassans elasticitetsmodul antogs vara 1/3 av bergartens elasticitetsmodul, d v s 30 GPa.

Resultatet av beräkningarna visade att dragspänningszoner skulle bildas i väggarna samt att taket och sulan skulle bli utsatt för en förhöjd horisontell tryckspänning, se figur 3.

Spänningsförändringen i bergmassan skulle förorsaka en deformation av bergrummet. Enligt beräkningen skulle väggarna konvergera samt taket och även markytan ovanför bergrummet höjas något i den färdiga anläggningen.



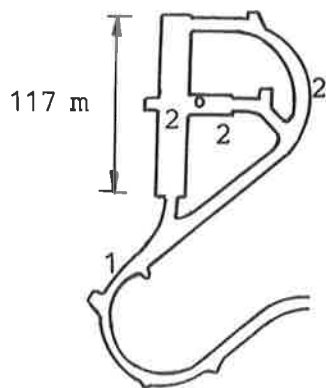
Figur 3 Resultat av FEM-analys vid horisontalspänning 8 MPa
FEM analyses showing calculated stresses and displacements at a virgin stress of 8 MPa

3 UTSPRÄNGNING AV CLAB

3.1 Brytningsföljd

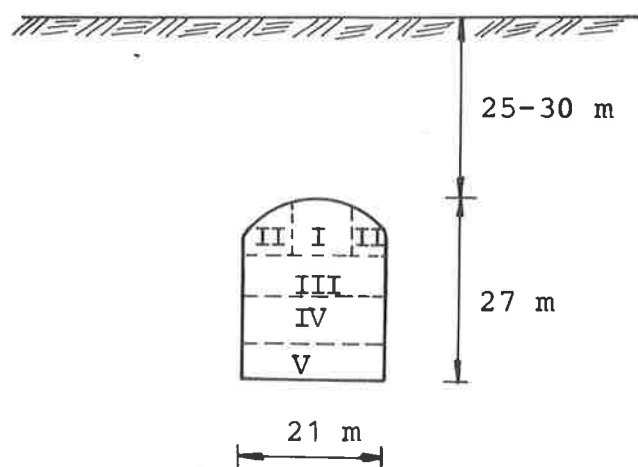
Efter att byggnadstillstånd erhållits i maj 1980 började bergarbetena omgående med utsprängning av en, ca 270 m lång, transporttunnel ner till bergrummets södra gavel. Därefter fortsatte utsprängningen av såväl transporttunnel, runt bergrummet och fram till norra gaveln, som av bergrum och tvärskepp, se figur 4.

Bergrummet utsprängdes i fyra olika etapper, galleri - pall 1 - pall 2 - pall 3. Galleriet indelades i takort samt två sidostrossar. Pallarna utsprängdes som liggarpallar.



1. Transporttunnel

2. Transporttunnel, bergrum, tvärskepp



I	Takort
II	Sidostross
III	Pall 1
IV	Pall 2
V	Pall 3

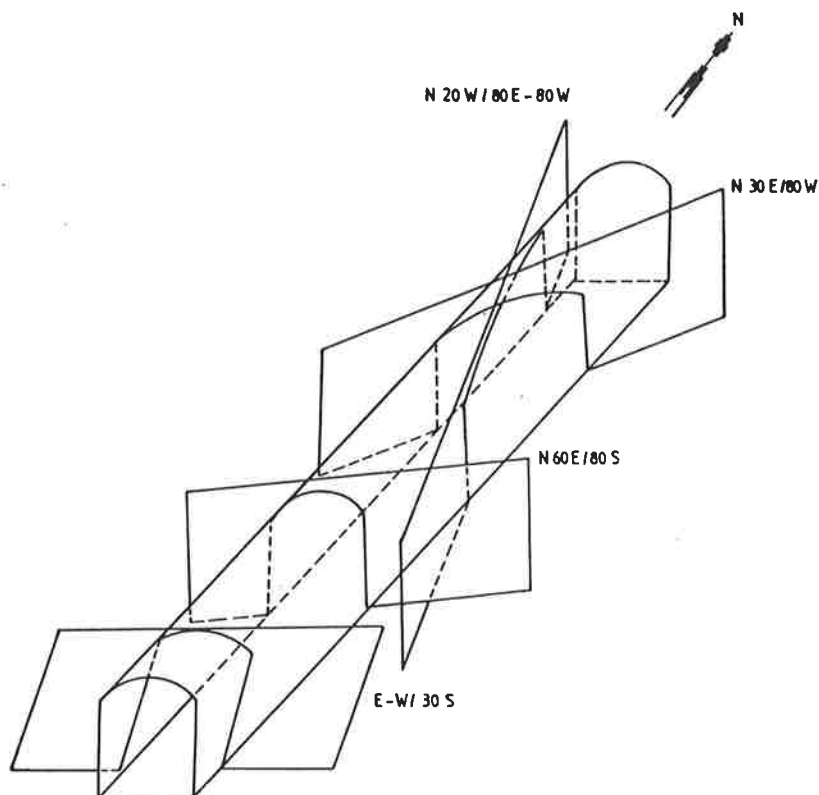
Figur 4 Utsprängning av CLAB
Excavation of CLAB

3.2 Uppföljningsarbete

Vid utsprängning av såväl transporttunnel som bergrum och tvärskepp har bergmassan karterats ur geologisk och tektonisk synpunkt. Dessutom har all utförd bergförstärkning i berganläggningen dokumenterats.

Den geologiska karteringen visar att granitisk vulkanit (omvandlad smålandsporfy) utgör huvudbergarten i bergrummet. Den oomvandlade smålandsporfyren samt granit intar en underordnad ställning. Gångbergarterna aplit och pegmatit (fin- respektive grovkornig granit) noteras på ett flertal platser i anläggningen. Deras huvudsakliga orientering är N70E/80S, varför de korsar bergrummet under stor vinkel.

Sammanställningen av den tektoniska karteringen för bergrummet redovisar tre dominerande sprickriktningar, se figur 5. En fjärde sprickgrupp med flack stupning uppträder enbart i den södra delen av bergrummet.



Figur 5 Dominerande sprickgrupper i bergrummet
Dominating joint sets in the cavern

Sprickytorna hos den sprickgrupp som är orienterad nästan parallellt med bergrummet är ofta kloritbelagda. Detta orsakade en del utfall, längs vissa sprickplan, som bildade blankslag på väggarna. Blankslagens storlek varierade mellan 1 m² och 30 m².

Ett omfattande bergförstärkningsprogram utarbetades för bergrummet. Systembultning, 1 bult per 4 m², utfördes i tak och av väggar vid pall 1 och pall 2. Selektiv bultning utfördes av väggarna i pall 3. Denna förstärkning kompletterades med 10 cm armerad sprutbetong i taket samt 5 cm oarmerad sprutbetong på väggarna. Som ytterligare förstärkning har kraftiga armerade bågar utförts av sprutbetong i den centrala delen av bergrummet, vid korsning med tvärskeppet.

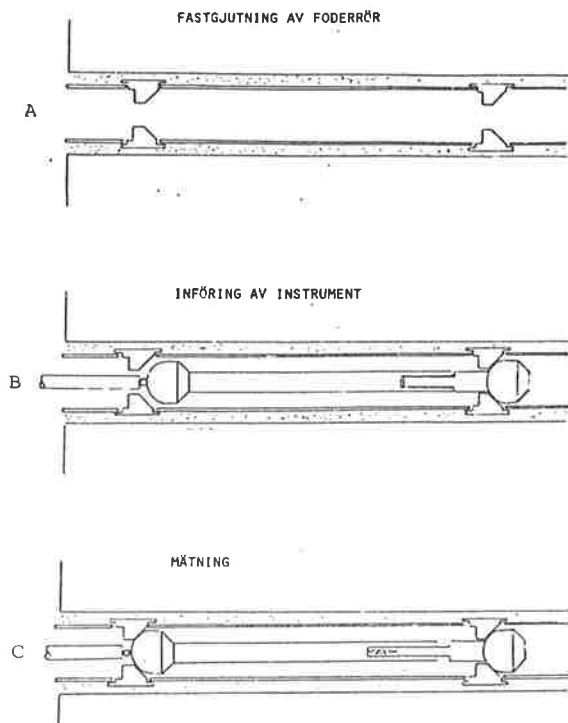
3.3 Deformationsmätning

3.3.1 Beskrivning av utrustning samt mätprogram

Deformationsmätning för övervakning av stabiliteten började i april 1981 i två sektioner i bergrummet. Vid mätningen användes två olika instrument, Sliding Micrometer ISETH samt Distometer ISETH.

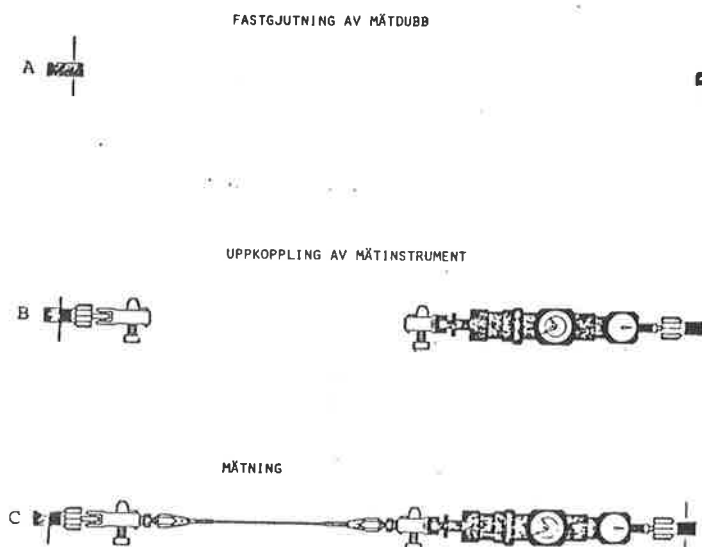
Med Sliding Micrometer ISETH noteras eventuella deformationer i bergmassan genom att mäta rörelser i långa ingjutna foderrör. Totala mätlängden för varje borrhål är 23 m. Deformationsmätningen sker mellan metallklackar i foderrören, figur 6. Avståndet mellan "klack-

arna" är ca 1 m. Noggrannheten hos instrumentet är $\pm 0,003$ mm vid mätning mellan två metallklackar.



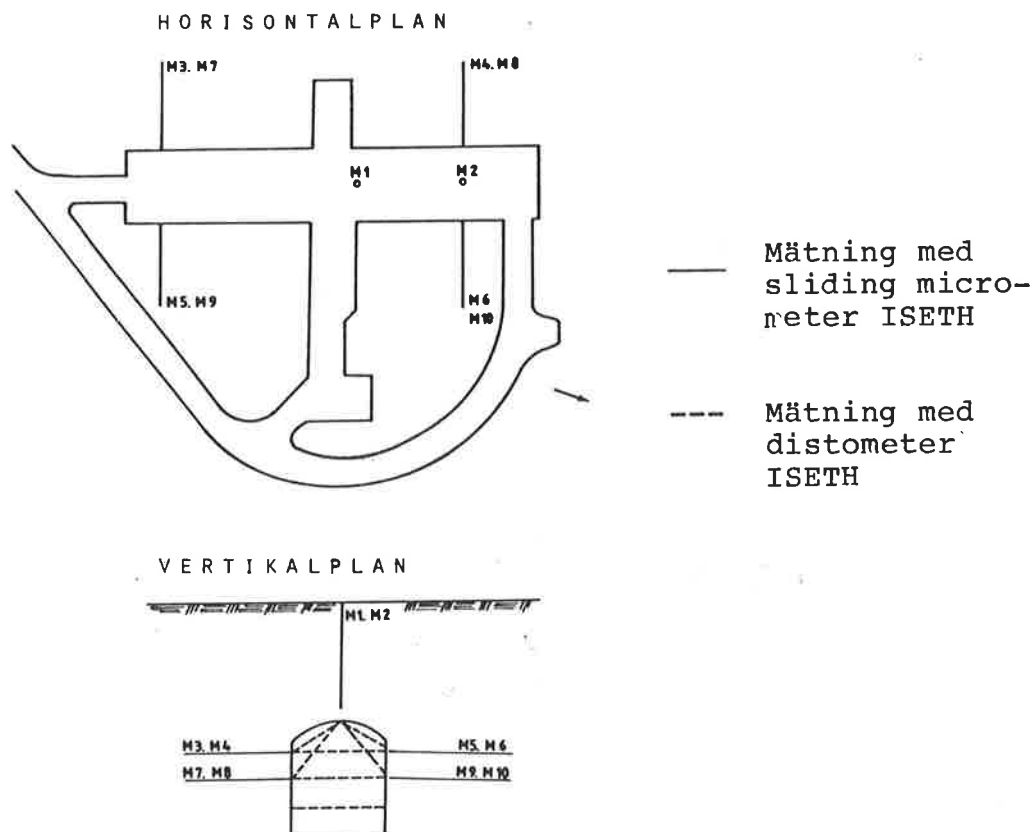
Figur 6 Sliding Micrometer ISETH

Med Distometer ISETH registreras avståndsändringar mellan ingjutna dubbar, figur 7. Vid måttillfället skruvas instrumentet fast vid en mät dubb och en kopp-ling vid en annan mät dubb. Dessa sammankopplas med en invartråd, som spänns med en kraft av 80N. Noggrannheten hos instrumentet är $\pm 0,02$ mm.



Figur 7 Distometer ISETH

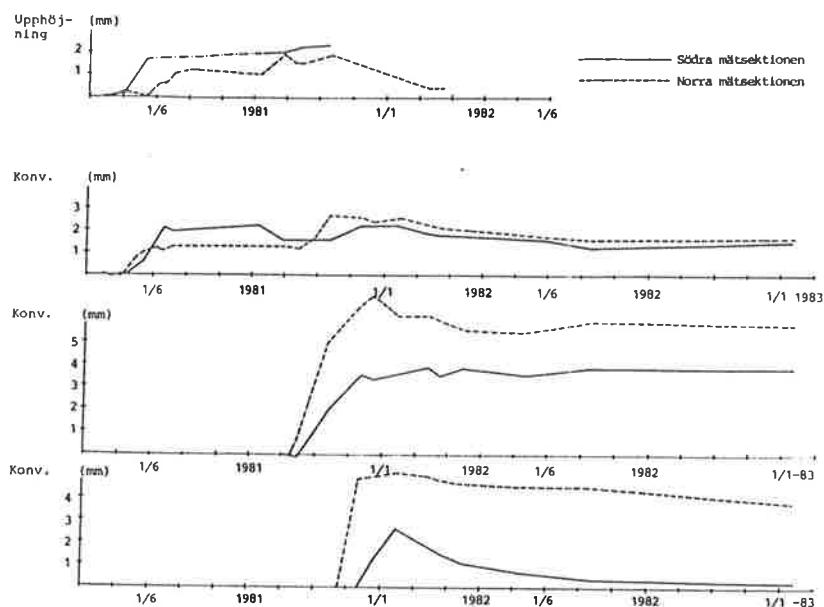
Mätprogrammet omfattar 10 ingjutna foderrör för mätning med sliding micrometer ISETH samt 14 mätsträckor för mätning med distometer ISETH, se figur 8. Foderrör, M3-M6, installerades i galleriet och, M7-M10, i pall 1. I anslutning till varje foderrör i bergrummet finns även en distometerdubb. Dessutom har dubbar gjutits fast i taket samt i väggarna vid pall 2.



Figur 8 Deformationsmätning vid CLAB
Measuring of deformations in CLAB

3.3.2 Resultat av deformationsmätningarna

Resultatet av mätningarna visade en konvergens mellan väggarna samt någon höjning av taket, se figur 9. Den största konvergensen registrerades vid halva höjden av bergrummet, pall 1, och var i storleksordningen 3,5 mm och 6,2 mm vid södra respektive norra mätsektionen. De uppmätta rörelserna var i allmänhet lägre än vad som beräknats med FEM-analysen.



	Deformationer vid utsprängning av pall 1 (mm)				Deformationer vid utsprängning av pall 3 (mm)			
	Beräknad	konv.	Uppmätt konv.		Beräknad	konv.	Uppmätt konv.	
	4MPa	8MPa	Södra	Norra	4MPa	8MPa	Södra	Norra
Galleri (vägg)	1,01	2,04	2,2	1,2	4,8	9,7	1,7	2,1
Pall 1	-	-	-	-	5,2	10,4	3,5	6,2
Pall 2	-	-	-	-	7,7	15,8	1,5	3,8
	Beräknad	höjn	Uppmätt höjn		Beräknad	höjn	Uppmätt höjn	
	4MPa	8MPa	Södra	Norra	4MPa	8MPa	Södra	Norra
Tak	0,37	0,78	-	1,0	1,24	2,59	-	0,4

Figur 9 Deformationer under utsprängning av berg-rummet.
Measured rock mass movements during excavation

4 GRUNDLÄGGNING AV BASSÄNGER

4.1 Problemställning

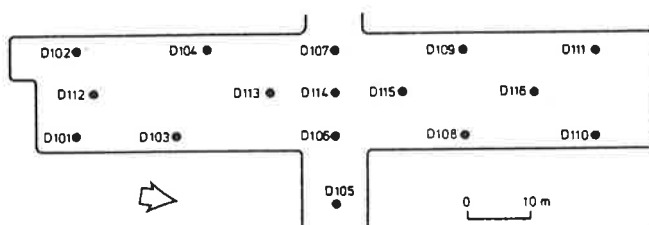
Förvaring av det utbrända kärnbränslet skall ske i fyra vattenfyllda betongbassänger klädda med rostfri plåt. Bassängerna skall placeras på balkar grundlagda på rensad bergyta. Medeltrycket på bergytan beräknades till 0,6-0,7 MPa och den maximala tryckspänningen till 2-3 MPa. Innan grundläggningsarbetet började, utfördes omfattande grundundersökningar av sulan för att bedöma om eventuella sättningsskillnader skulle överstiga 2 mm/40 m, vilket var en maximalt tillåten sättningsskillnad enligt konstruktörerna.

4.2 Undersökningar av sulan

Dominerande bidrag till sättningar antogs erhållas från

- Bergarternas E-modul
- Sprickfyllnads E-modul
- Sprickvidd
- Rotation av enskilda block vid ändrade spänningsförhållanden.

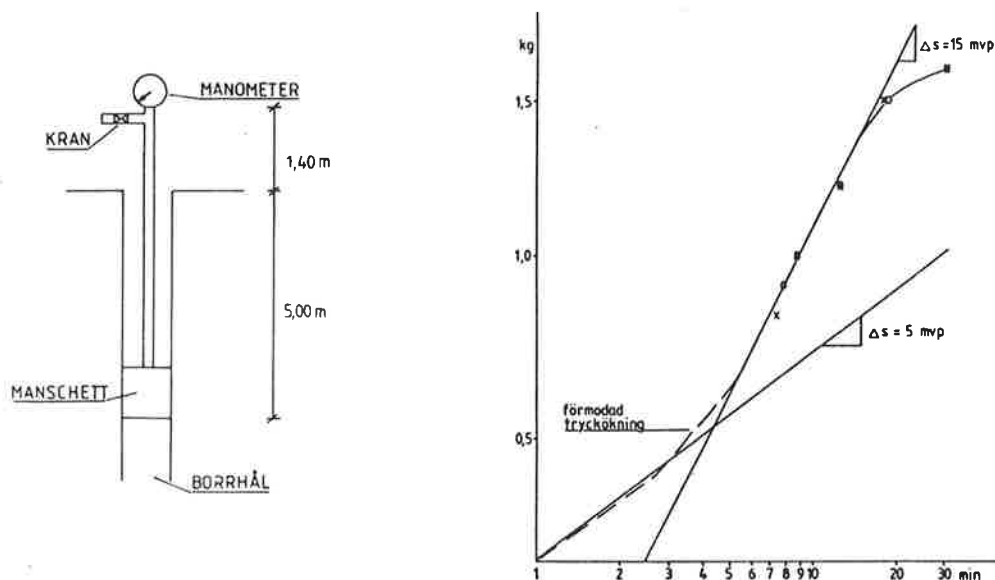
Huvudvikten i undersökningen lades vid kärnbörning. Sammanlagt 16 hål borrades (134 m borrhälar), se figur 10. De upptagna kärnorna karterades med avseende på bergarter och sprickor (frekvens, RQD-faktor, sprickkaraktär, fyllnadsmaterial). Sprickkarteringen visade att kärnorna var tämligen riksprickiga, 5-6 sprickor/ meter i medeltal. Sprickyterna var till övervägande del släta och ofta kloritbelagda.



Figur 10 Grundundersökningar av sulan - borrhprogram
Site investigations in the floor - drilling program

De borrade hålen vattenförlustmättes. Den största vattenförlusten noterades i D111, 0,003 l/min x m x bar.

Samtidigt med vattenförlustmätningen i D111 bestämdes grundvattenflödet samt grundvattnets tryckstegringskurva, se figur 11. Flödet erhöles då kranen öppnades hos manschetten. Grundvattnets tryckstegring avlästes på manometern då kranen stängdes.



Figur 11 Hydrogeologiska undersökningar av sulan
Hydrogeological site investigations in the floor

Av det framtagna materialet kunde sprickvidden hos de vattenförande sprickorna beräknas /4/. Undersökningen visade att intill ett djup av 10 m under sulan varierade den totala sprickvidden per borrhål mellan 0,08 mm - 0,28 mm.

Parameterbestämning, elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal, utfördes av de olika bergarterna. Resultatet visade endast mindre variationer mellan bergarterna.

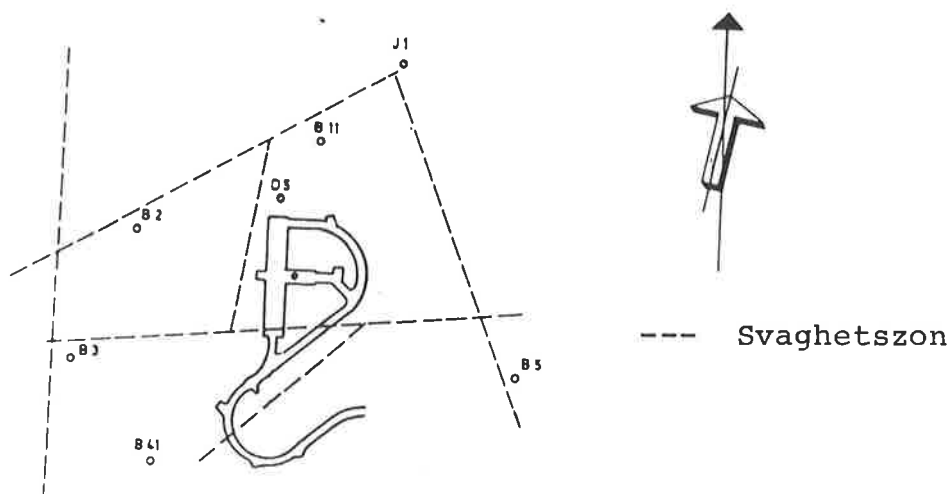
Smålandsporfyr	$E = 80,5 \pm 2,5 \text{ GPa}$	$\nu = 0,21$
Omvandlad smålands- porfyr	$E = 83,0 \pm 1 \text{ GPa}$	$\nu = 0,24$
Granit	$E = 78,5 \pm 0,5 \text{ GPa}$	$\nu = 0,19$
Aplit	$E = 76,5 \pm 0,5 \text{ GPa}$	$\nu = 0,17$

Efter analys av undersökningsmaterialet konstaterades att en sättningsskillnad överstigande 2 mm/40 m inte behövde befaras. Någon extra förstärkningsinsats, injektering, före grundläggningen ansågs därför inte vara nödvändig.

5 HYDROGEOLOGI

Grundvattennivån observeras i sex bergborrade hål samt i ett grundvattenrör i jord, se figur 12. Mätningarna började under september 1980 och har sedan utförts kontinuerligt.

Mätresultatet visar på en grundvattensänkning hos D5, 5,4 m på 14 månader. Borrhålet är beläget ca 22 m från bergrummets norra gavel. Sänkningen får därför anses stå i samband med undermarksarbetena. Hos övriga observationshål kan ingen sänkning utläsas.



Figur 12 Skiss över grundvattenrörens placering
Map of drill holes for groundwater inspection

SAMMANFATTNING

CLAB-centralt lager för använt bränsle - är under uppbyggnad intill Oskarshamnsverket. Förundersökningar började 1978. Undersökningarna omfattade översiktlig geologisk kartering, hammarborrning, diamanthborrning, seismisk profilmätning samt bergspänningsmätning.

I maj 1980 erhöles byggnadstillstånd för CLAB. Utsprängningen av berganläggningen började omgående och avslutades under december 1981. Geokartering utfördes under utsprängningstiden. Granitisk vulkanit (omvandlad smålandsfporfyr) utgör huvudbergarten i bergrummet och fyra sprickgrupper dominerar.

Deformationsmätningar visade att bergrummets väggar konvergerade samt att taket höjdes.

Omfattande bergförstärkningar utfördes i bergrummet. System- och selektivbultning kompletterad med armerad samt oarmerad sprutbetong. Kraftiga armerade förstärkningsbågar utfördes i den centrala delen av bergrummet.

SUMMARY

CLAB is the first licenced underground storage of spent nuclear fuel in the western world. The storage consist of water-filled pools constructed in a 117 m long and 27 m high cavern with a span of 21 m. The cavern is situated in Precambrian granitic vulcanite 30 m below ground surface. Site investigations, design and construction is described. Extensive reinforcements and rock support are conducted. To ensure rock stability a thorough control program was undertaken.

REFERENSER

- /1/ Moberg, M. 1979. CLAB Simpsvarp. Berggeologiska förhållanden. Statens Vattenfallsverk. Rapport nr BSU3 - MM/MB - 3532
- /2/ Ingevald, K. Strindell, L. 1979. Simpsvarp, projekt CLAB, bergtrycksmätning. Statens Vattenfallsverk. Rapport nr BTH 3710/L-583
- /3/ Jonasson, P. 1981. CLAB-FEM. Linjär elastisk beräkning. Björsta ingenjörskon-sult HB.
- /4/ Christiansson. R. 1982. CLAB, förvaringsbyggnad, grundundersökning, VIAK AB, Falun. Rapport arb.nr 15 1130.

DISKUSSION

Rasa Benedik, TYRENS: Jag skulle vilja be Torbjörn Hahn att berätta vilken mätutrustning man har använt och om mätresultatet kunde ha påverkat drivningsmetodiken.

Torbjörn Hahn, Conswede: Beträffande mätutrustningen så utfördes den med konvergensmätning respektive extensometermätning som framgick av en av figurerna. Konvergensmätningen utfördes genom triangelmätning, där mätsträckorna mättes mellan speciella mät-dubbar som satts in i berget enligt figuren. Avståndet mättes med invartråd och en s k distometer som mäter med en noggrannhet av 10^{-2} mm. Intill mät-dubbarna sattes även extensometrar (engångstyp) av varierande längd, 4-8 m, för att eventuellt få en information om relativa rörelser mellan bergkonturen och inåt bergmassan. Extensometermätningen gav genomgående mycket små värden vilket tyder på att de från konvergensmätningarna noterade rörelserna är integrerade över en ganska stor del av omgivande bergvolym. En del lokala rörelser (blockrörelser) kan dock förklara några enskilda mätvärden. Beträffande drivningsmetodiken så påverkades den inte alls av mätningarna under själva sprängningstiden. Dock hade själva principen med pilottunnel och släpande strossar föreskrivits i bygghandlingarna, där man hade låst 3:e skiftet för mätningarna. Vi hade också förutsett att mätarbetet inte fick inkräkta på driften. Vid de tillfällen man ville utnyttja även 3:e skiftet för utlastning väntade vi med mätningarna tills utlastningen var klar. Jag vill i detta sammanhang framhålla att kollisioner kunde undvikas tack vare en positiv inställning från såväl byggledning som entreprenör. Många av sprängarna var nog lite stolta att delta i uttagningen av det hittills bredaste bergrummet i anläggningssammanhang. På grund av den ökade säkerheten man kände genom mätningsresultaten som grovt kunde meddelas och i första hand de goda bergförutsättningarna kunde man faktiskt hämta in något av tidigare gjorda tidsförluster från inledningsskedet av sprängarbetena.

Jag glömde nämna om mätningarna påverkade förstärkningsinsatsen. Det gjorde de i tre steg.

- 1) Innan spänningsmätningen som utfördes i borrhål under projekteringen gjordes ett konservativt antagande med upphängning av en hel tänkt lösmassa med hjälp av c:a 10 m lång dragstag + systematisk bultning mellan dragstagen + sprutbetong.
- 2) Efter spänningsmätningen och beräkning av tangentialspänningarna i hjässan, vridningen av bergrummet 90° slopades dragstagen. Dock bibehöll vi den systematiska bultningen och sprutbetongen med möjlighet att göra ytterligare minskningar.
- 3) På grund av de generellt små deformationer som kunde uppmätas och dess överensstämmelse med beräknade elastiska deformationer kunde under sprängningen även den systematiska bultningen utgå och ersättas med selektiv bultning och sprutning av lokala sprickzoner. Den stora spännvidden hade således ingen inverkan på förstärkningsnivån.

Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan, Helsingfors: Först en kommentar till Torbjörn. Vi har gjort ett ungefär likadant bergutrymme vid Tammerfors. Där konstaterade vi att taket som helhet sjönk några millimeter snart efter brytningen. 4-5 månader senare hade det stigit till ungefär samma nivå som det hade före brytningen och som det också borde ha hått efter brytningen enligt elementberäkningar. Vi har en idé att spänningarna i berget inte hann omfördela sig strax efter brytningen, utan det tog en viss tid att uppnå det spänningstillstånd man hade beräknat.

En annan sak. När jag tittar på Kennerts bilder om de här slidingmikrometermätningarna, så får jag den uppfattningen, att man borde kunna bestämma sprickzonsstorleken med den, dvs när vi diskuterade här i går om hur långt berget går sönder under brytningen, så kunde man väl mäta längden av den spruckna zonen från bergytan.

Torbjörn Hahn: I vårt fall är det något olika tendens i två av mätsektionerna, dvs först en sänkning och senare en återgående rörelse, för att vid sista mätningen ligga nästan stilla. De kvarstående deformationerna låg i storleksordningen 1-4 mm. Våra mätningar gjordes som du såg mot uttagningssekvenserna. De största rörelserna är också noterade mot förändringar på grund av utsprängningen, dock först sedan strossarna respektive pallen kommit förbi de aktuella mätsektionerna och inverkan av kvarstående stross respektive kvarstående pallkant eliminerats. De mätningar som gjorts efter hela bergrummet tyder inte på några större krypningsfenomen i vårt fall.

Norbert Krauland, Boliden Mineral: Jag har en fråga som gäller utformningen av profilen för CLAB-rummet. På vilket sätt påverkar kännedomen om spänningsfältet utformningen av profilen för bergrummet?

Harry Larsson, Statens Vattenfallsverk: Vi hade inte gjort några beräkningar, när vi bestämde profilen utan vi gick efter normala spännviddsförhållanden. Men vi hade kännedom om horisontella påkänningar i berget. Bergrummet har ett relativt högt höjd-bredd förhållande, ca 1:4.

Sten G A Bergman, Stocksund: Ja, detta är inte en fråga utan mera en kommentar. Jag tycker att vi under senare år har fått så många exempel på det här med in situ spänningar och deras bergmekaniska verkan. Det har ju bland praktiker ofta ifrågasatts, om man har något nytta av att veta någonting om primärspänningarna i bergmassan. Nu efter Stilles mätningar i Stockholms tunnelbana, CLAB erfarenheterna, som redovisats här, det som Hahn har redovisat och det som finnarna har redovisat från sina stora bergrum tycker jag att vi fått en rätt väl grundad praktisk slutsats, nämligen att om man kan konstatera att horisontalspänningarna ligger i den behagliga storleksordningen 1-5 MPa, då kan man satsa ganska friskt på stora spännivdder även om berget inte ser ut att vara det absolut bästa. När CLAB projekterades, så vållade den relativt höga sprickfrekvens som framgick ur kärnbörningarna en hel del diskussioner. Detta var orsaken till att man gjorde en spänningsmätning. Och när sedan spänningsmätningen visade att man hade detta "behagliga" värde på 4 MPa, så kunde man satsa utan större betänkande. Det var som Harry Larsson sa, inte behov av någon större diskussion om formen på valvet heller.

Så även praktikerna kan ta med sig hem den slutsatsen, tror jag, att det är en klar fördel att kunna konstatera att man ligger i det "behagliga" tryckintervallet 1-5 MPa.

CYLINDRISKA SILOS SOM KOLLAGER I GRAFITFÖRANDE GNEJS ¹⁾

Cylindrical silos for coal storage in gneiss with graphite

Bergsing Rasa Benedik, TYRÉNS, Tekn dr Sten G A Bergman, konsult,
Prof Hans Helfrich, konsult, Civ ing Gunnar Nord, AB Skånska
Cementgjuteriet, Tekn dr Håkan Stille, KTH

Vi skall redogöra för hur kartering av bergförhållanden, mätning av deformationer samt beräkning av stabilitet påverkade förstärkningsinsatsen vid uttag 2 st bergförlagda silos vid värmeverket Igelsta i Södertälje. Det är främst samspelet under hela drivningsfasen mellan observation, beräkning och förstärkningsbeslut som kommer att betonas.

1 Projektet Igelsta

Södertälje kommun beslutade 1980 att i Igelsta bygga ett värmeverk, som skulle eldas med kol. Det skulle lokaliseras till en nedlagd grustäkt som låg i anslutning till såväl sjöleden intill Södertälje som ett befintligt oljelager samt påbörjade och befintliga fjärrvärmetunnlar.

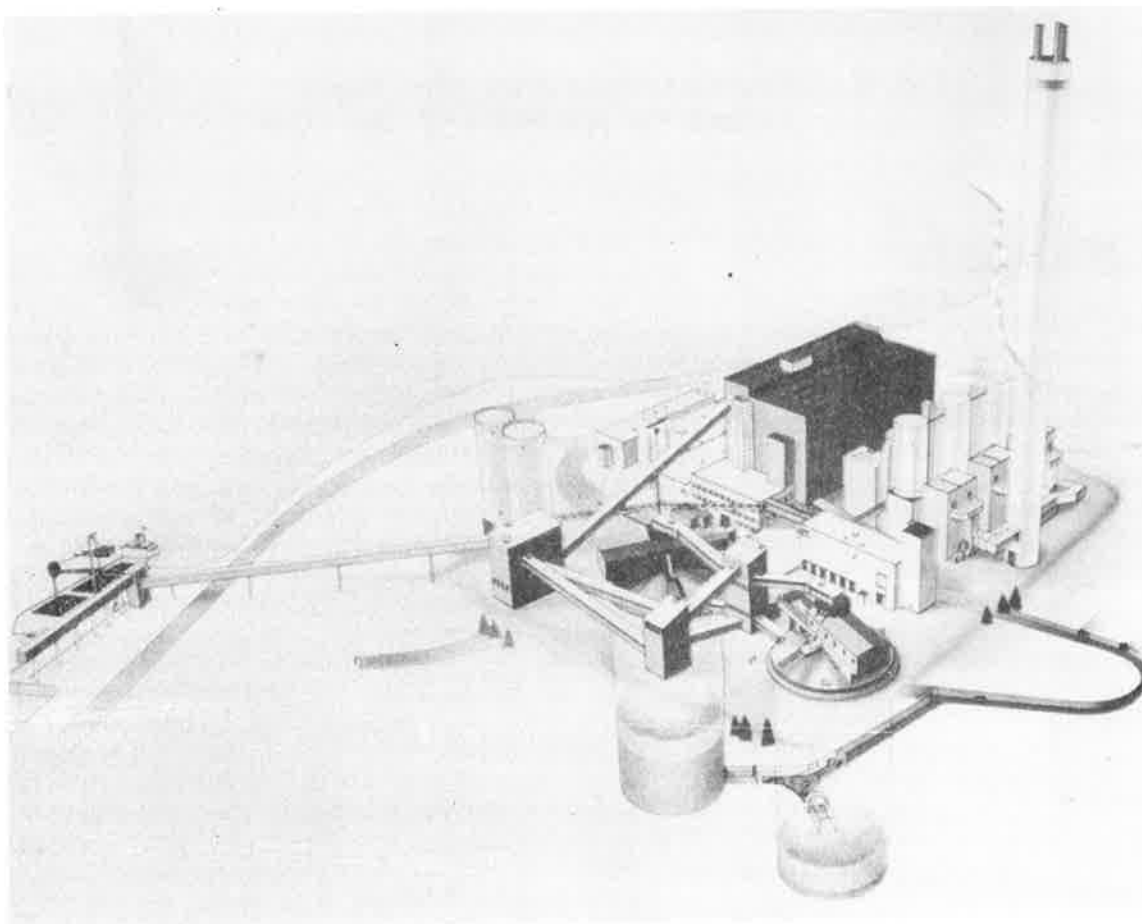


Fig. 1 Värmeverket i Södertälje
Heat generating Plant in Södertälje

1) Vid diskussionsdagen framfördes detta föredrag som ett "kammarspel", där expertgruppernas medlemmar "spelade" sina professionella "roller".

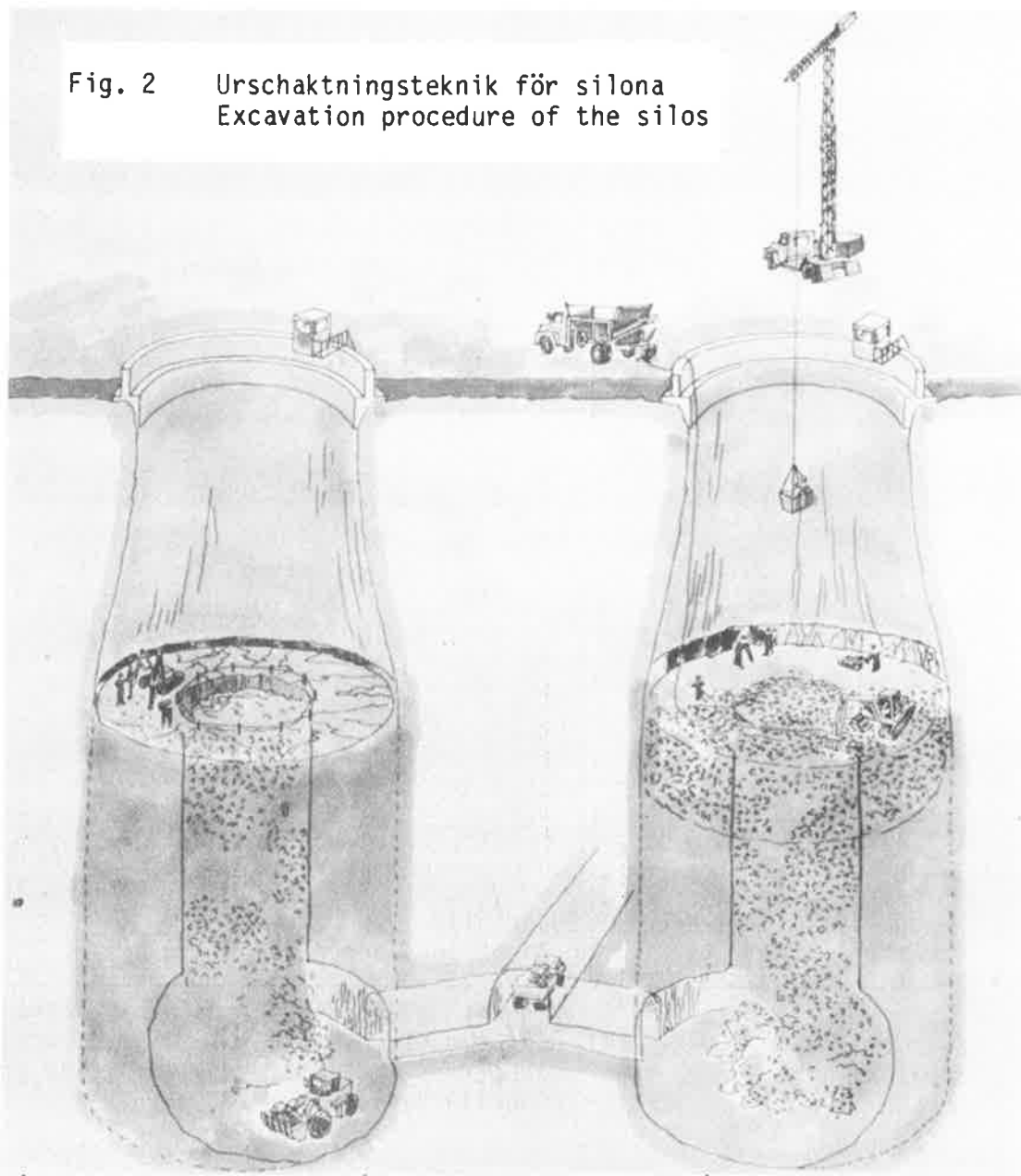
SCG lämnade offert på en totalentreprenad som omfattade en hetvat-
tencentral, skorsten, kajanläggning samt kolsilos utsprängda i berg
i form av stående cylindrar. De ingående delarna framgår av fig. 1
som är en s k sprängskiss. I förgrunden framträder de bergsilos som
behandlas här.

Det skall understrykas att kostnadsmässigt utgör bergbyggnationen
(silos) en mycket liten del av hela entreprenaden och den måste där-
för bli ur lokaliseringssynpunkt underordna sig de övriga delarna.

Silonas utformning

Det var inte självklart att bergsilona skulle utformas som redovi-
sas i fig. 1. Beställarkrav, som man måste rätta sig efter, var slut-
tän kolhantering, inmatning av kol till värmeverket vid ett bestämt
läge för anläggningen samt tillförsel av kol från hamnanläggning vid
Igelstaviken. SCG fann att ett bergförlagt kollager så nära verket
som möjligt skulle vara den bästa lösningen, och två bergförlagda
alternativ undersöktes. Det ena alternativet innebar utformning av
lagret som ett konventionellt oljelager i form av en hög tunnel s k
"limpdesign". Den lösningen hade både tekniska och ekonomiska nack-
delar men framför allt säkerhetsmässiga. Personal måste nämligen
vistas inne i lagret för att sköta underhållet av utlastningsutrust-
ningen. Det andra alternativet utgjordes av stående cylindriska si-
los och hade inte tunnelalternativets nackdelar. Detta alternativ

Fig. 2 Urschaktningsteknik för silona
Excavation procedure of the silos



enligt fig. 2 offererades. På önskemål från beställaren krymptes diametern för överdelen på silona, så att lagren fick form av mjölkflaskor.

2 Geologin

De angivna lokaliseringsrestriktionerna innebar att silona placerades i grafitförande gnejs. Grafitinslaget varierade mellan helt grafitfritt berg till stråk med stort grafitinnehåll. Grafiten låg som hinner dels i slag med tydliga glidspår, s k "slickenside", och dels kring mindre körtlar. Kunskap om bergförhållandena i stort hade förvärvats genom:

- Erfarenheter från äldre oljeberggrum vid västra stranden av Södertäljekanal (Södertälje oljehamn)
- Äldre undersökningar i samband med planering av kaj, tunnel, fjärrvärmeverk och Himmerfjärdstunneln (sedan 1962).
- Nyare undersökningar i samband med ett närbeläget oljelager för Igelsta hamn.

Eftersom silona fick underordna sig de övriga delarna av värmeanläggningen gavs mycket små möjligheter till alternativa placeringar, se fig 1. Följaktligen var det inte heller motiverat med någon detaljerad förundersökning för att fastställa bästa läge. Någon särskild bergundersökning för att lägga upp drivningsplaneringen gjordes ej heller, utan man valde istället en flexibel drivningsuppläggning där en successiv geologisk-bergteknisk uppföljning var en aktiv komponent.

Uppföljningen skulle i första hand koncentreras till att lokalisera gnejsens grafitinslag till form och rymdorientering för att i tid kunna styra och dimensionera det lokala behovet av bergförstärkning.

För att kunna fastställa lämplig bultlängd, som bl a styrdes av den lokala mäktigheten hos det grafitförande berget, inkluderades samtliga planerade bultborrhål i uppföljningsrutinen.

3 Drivningsuppläggning

Lossbrytning av berget skedde i tre etapper

- central stigort från botten och upp till dagen, area 5 m²
- rymning av stigortshålet till 80 m² med hjälp av långhålsborrning
- pallsprängning uppifrån

Utlastning skedde i alla tre faserna i botten på de blivande silona.

Man började med att gå ned i tremeterspall i form av en spiral. Med den utrustning man hade och i övrigt rådande förhållanden visade sig detta vara en opraktisk metod. Man övergick därför till att taga ut plana pallar med pallhöjd längst upp 3 m föratt via 6 och 9 meter öka till 12 m för de två pallarna närmast botten, fig. 2. Det loss-sprängda berget efter varje salva avsänktes i 2 metersetapper för att ge lagom arbetshöjd för förstärkningsarbetena. Förstärkningarna utfördes med sprutbetong och bultning med- till en början - relativt korta bultar.

Under sprängningen av silonas "halsar" fann man att grafitzonernas intensitet och utsträckning i kvarvarande berg krävde allt större bultlängder för acceptabel förankring. En omvärdering av konstruktionsutformningen och ett nytänkande ifråga om den fortsatta projektbevakningen blev nödvändiga.

"Nytänkandet" innebar att en expertkommitté (= författarna) bildades med uppgift att inom ramen för gällande tidsplanering utforma förstärkningsinsatsen att tillfredställande stabilitet skulle uppnås. En av de första uppgifter gruppen tog sig an var att upprätta en preliminär prognos över hur grafiten skulle kunna tänkas uppträda i den omedelbara närheten av silona. Resultatet framgår av fig. 3.

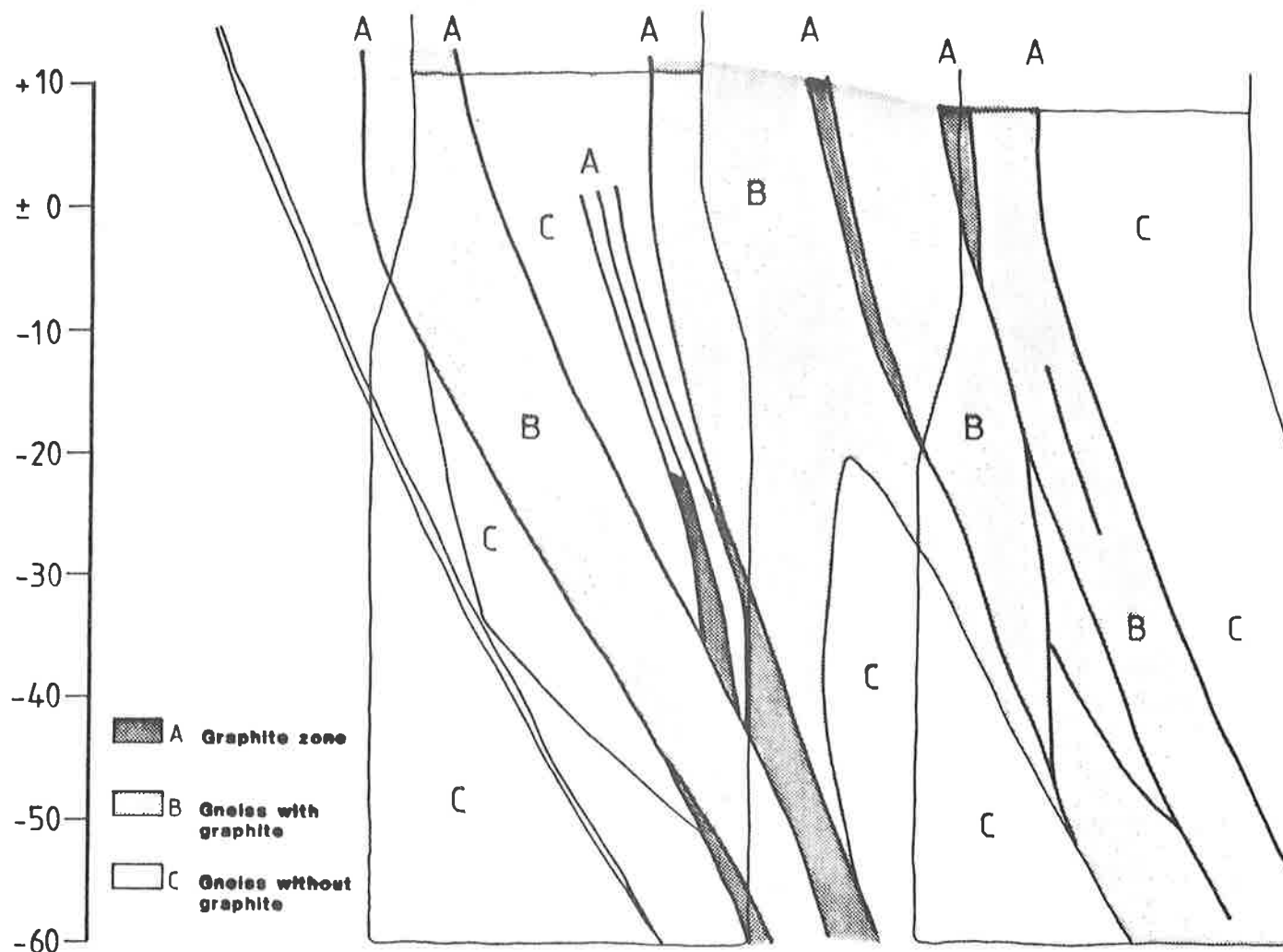


Fig. 3 Preliminär prognos över de geologiska förhållandena
Preliminary prognos of the geological conditions

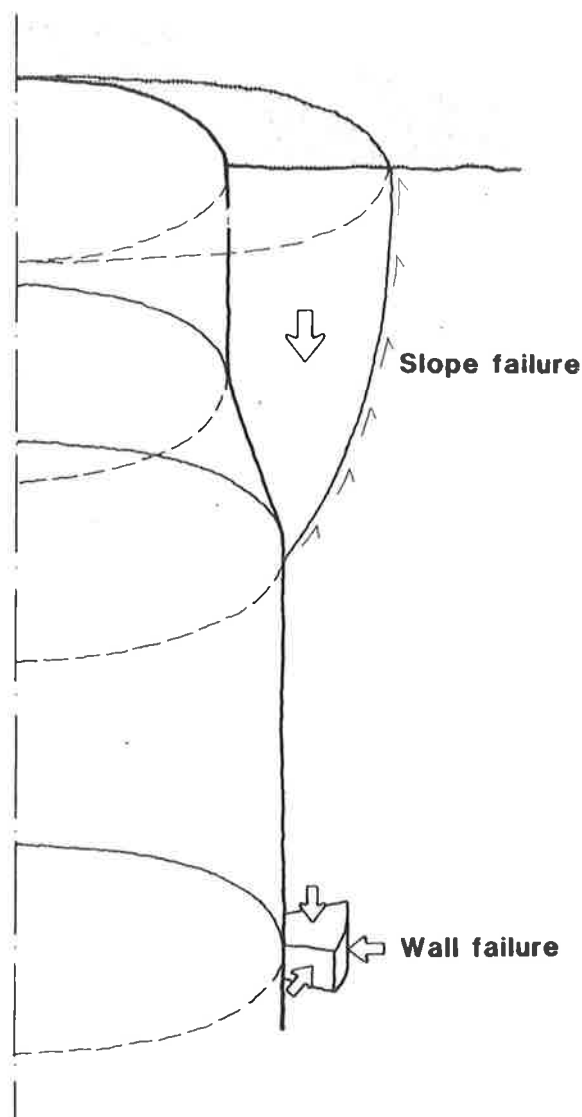
Berget klassades i tre grupper A, B och C. Det svarta A-berget representerar de "rena" grafitzonerna, det skrafferade B-berget hade väsentliga inslag av grafit och det ofärgade C-berget var gnejs med ingen eller ringa grafit. På basis av denna prognos och en del provresultat försökte gruppen sedan att formulera det bergmekaniska problemet i kvantitativa termer.

4 Det bergmekaniska problemet

I silornas övre del var risken överhängande att ett släntskred skulle ske i den grafitförande gnejsen.

Längre ned då stabiliteten förbättrades genom valvverkan kvarstod dock risken för lokal utglidning av väggen, vilket kunde ge upphov till ett storstabilitetsproblem genom utveckling av ett bakåtgripande skred, se fig. 4.

Fig. 4 Möjliga stabilitetsproblem
Potential stability problem



Faktorer av betydelse för att värdera risken för instabilitet var geometrin, bergmassans struktur och hållfasthetsegenskaper.

Bergklassernas A, B och C:s egenskaper utvärderades från den geologiska beskrivningen, bergartsprovningen samt en klassificering av bergmassan enligt RMR-systemet.

Resultatet framgår av tabell 1.

En preliminär analys utfördes av släntstabiliteten för Kollager 1. Denna visade att säkerhetsfaktorn låg nära 1. Kompletterande bultar, 15 m långa, monterades för att ge en tillräcklig säkerhet i det övre halspartiet av kolsilos nr 1.

Kompletterande beräkningar med FEM-metoden föreslogs för att närmare studera risken för instabilitet, speciellt lägre ned i väggen. Beräkningarna borde utföras med antagande om axialsymmetrin för att kunna beakta valvbildningen eller siloseffekten.

5 Rimlighet och osäkerhet i bergmekaniska utgångsvärden

Vi hade studerat grafitformationernas karaktär och bergtekniska beteende i de tidigare utförda bergrummen för oljelagring och där konstaterat att de hade en starkt friktionsnedsättande verkan på bergmassan. Point load-tester på kärnor från två djupa borrhål visade att detta gällde även på djupet. Grafitzonerna uppträder "stjärt om stjärt" (som i ett fiskstim) men med avtagande täthet mot djupet. Dock hade den totala grafitinmängden i zonen en stor vertikal utbredning, och dess stupning och utbredning i sidled var osäker.

Den förväntningsmodell, som i detta skede kunde uppställas, hade alltså betydande osäkerheter med indikerade stora risker för glidskred, vars konsekvenser var helt oacceptabla.

De siffervärden, som Stille föreslagits för bergmassans bergmekaniska parametrar, kan tyckas vara extremt låga - det rör sig i alla fall om en gnejs. Men under drivning av cisternernas hals- och utvidgningspartier var dels bergmassan sämst, dels den geometriska förutsättningen för glidskred störst (låg tredimensionell siloverkan). Detta måste garderas med låga hållfasthetsvärden i beräkningarna.

Vi måste vidare beakta, att den föreslagna axiella tredimensionella analysen var en rotationssymmetrisk simulering av ett tvådimensionellt fall. Därmed införs en icke konservativ faktor i förhållande till den verkliga bergmassan med tre frihetsgrader i fråga om sprickorientering. Detta var alltså ytterligare ett skäl till låga ingångsvärden.

De föreslagna bergmekaniska parametervärdena bedömdes ur dessa synpunkter vara rimliga för silonas övre partier. Hela stabilitetsituationen var dock sådan, att gruppen rekommenderade att gå fram med successiv erfarenhetsåterföring och genom mätningar kontrollera att förstärkningarna fungerade på avsett sätt. Härigenom skulle man kunna få successivt förbättrade ingångsvärden, vilka borde användas för att uppnå en verklighetsanpassad (optimal)säkerhet.

6 Val av säkerhetsfilosofi

Projektledningen hade genom expertgruppens arbete fått klarhet om stabilitetsproblemets potentiella konsekvenser och hade då att välja mellan följande principiella alternativ:

- Skulle man be expertgruppen utforma ett förstärkningsalternativ med tillräckligt hög formell säkerhetsfaktor för att täcka in alla osäkerheter, som låg i den preliminära prognosen? eller
- Skulle man kontinuerligt förbättra sin prognos genom att följa upp byggandet med mätningar och beräkningar och successiv anpassning av förstärkningarna till erhållet resultat? Detta skulle innebära att expertgruppen blev kontinuerligt engagerad.

Vid hög formell säkerhet kunde silona t ex helinkläddas med en "tryckring" av gjutbetong efterhand som sprängningen gick nedåt eller förses med en systematisk förstärkning med långa bultar och i dessa förankrad armerad sprutbetong (fixerad desing). I det andra alternativet skulle bultning och sprutbetong lokalt anpassas till rådande bergförhållanden (flexibel design).

SCG valde det senare alternativet p g a att vi av tradition inte vill förstärka mer än vad som krävs, att man bedömde att det kostnadsmässigt skulle bli optimalt och - viktigast - att den pressade byggnadstiden motiverade att hålla igen på överförstärkningar. Expertgruppen knöts alltså till projektet intill dess att det var färdigställt.

Det bör vidare understrykas att det är en avsevärd skillnad i att göra ett misstag vid en tunneldrivning och vid ett siloschakt av denna "mjölkflasketyp". Kostnaderna och tidsförlusterna blir mycket stora om man tvingas utföra kompletterande förstärkningar p g a att man inte kommer åt bergväggarna. Man måste planera för att utföra den slutliga förstärkningen i samband med drivningen.

7 Kartläggning av bergförhållanden under pågående schaktsänkning

För bergkarteringens syfte definierades de tre tidigare omnämnda bergtyperna (eg. bergmassatyperna) på följande sätt:

Bergtyp A Grafitskiffer med grafitlera och talk, småkrossad (skjuvad) starkt grafitförande förskiffrad bergmassa. Bedömd hållfasthet för bergmassan 0,3 MPa.

Bergtyp B Skivig eller starkt uppsprucken gnejs med grafitförande sprickor. Bedömd hållfasthet 0,6 MPa.

Bergtyp C Gnejs utan förekomst av grafit. Bedömd hållfasthet 10 MPa.

Fördelning av läge av bergtyperna A och B varierade starkt inom de böjda tektoniska strukturerna. En kontinuerlig kartläggning av berget och dess ständigt ändrade sammansättning behövdes för att kunna anpassa bergförstärkningar till bergets beskaffenhet. De för arbetsledningen viktigaste instrumenten i detta arbete var följande:

- a) Kartering av den frilagda bergytans sprickor och grafitförande störningszoners utbredning utfördes efter varje utlastning. En sammanställning av det grafitförande bergets utbredning på mantelytan av silo nr 2 redovisas i fig. 5.

Fig. 5 Bergförhållandena på mantelytan till silo II
Geological surface mapping of the silos no II

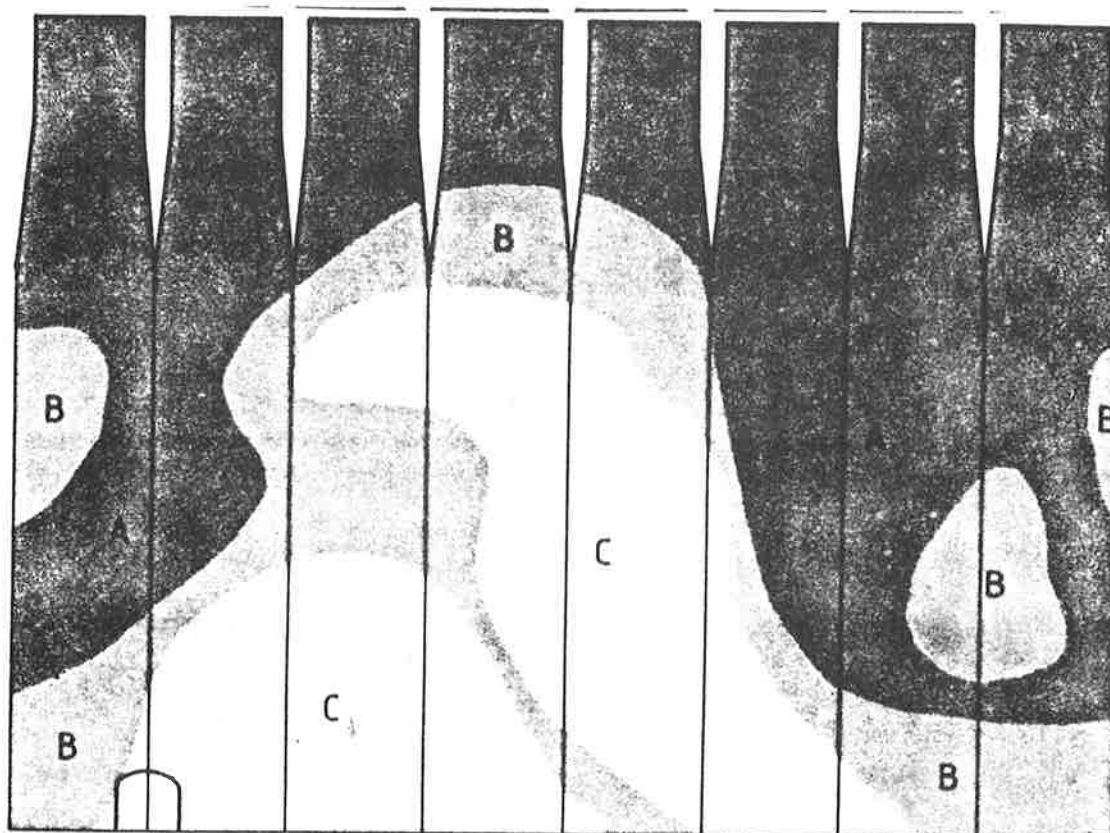


FIG Kollager 2, sammanställning av ytkartering:

A - grafitzoner, B - berg med grafitförande sprickor, C - berg utan förekomst av grafit.

Coal storage No. 2, mapping record:

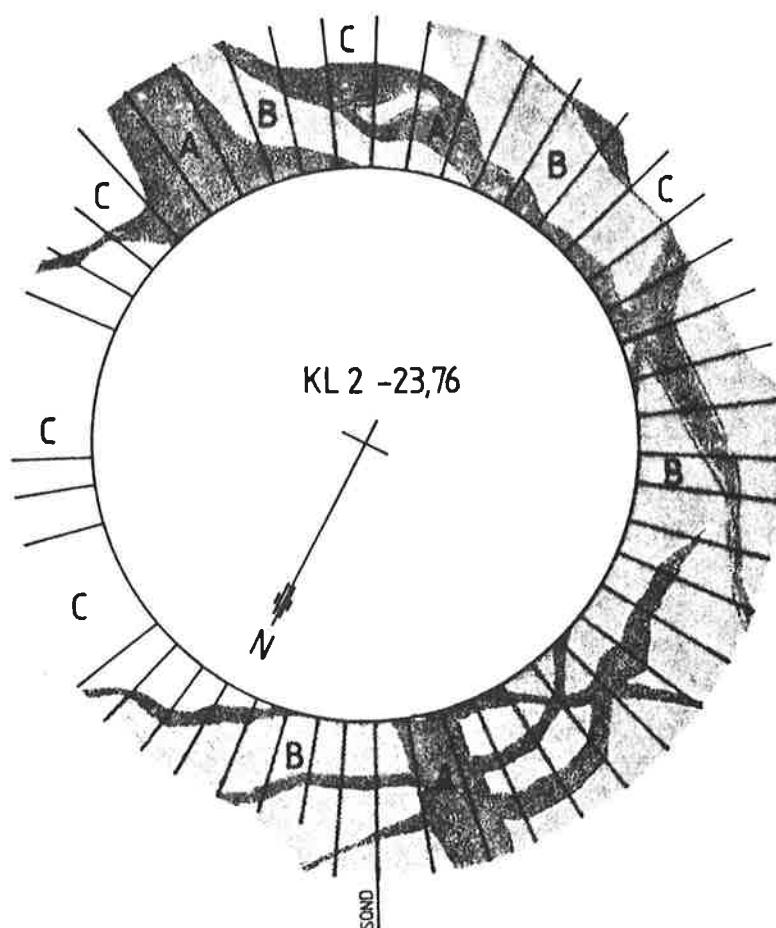
A - Graphitic fault zones, B - Fractured bedrock with graphitic gauge, C - Bedrock without graphite.

Med utgångspunkt från ytkarteringen bestämdes de alternativa sprutbetongförstärkningarnas (alt. armerad sprutbetong, 2 påslag respektive 1 påslag) omfattning med hänsyn till grafitzonernas lägen.

- b) Sonderingsborrning omfattande all bultborrning, borrning för vattenförlustmätning före varje salva och två kärnborrhål.

Borrpersonalen instruerades att anteckna förändringar av borrhaxens och sponvattnets färg och onormal borrhjunkning vid borrning av samtliga borrhål inom grafitområdet. Resultatet redovisades för varje bultvarv på sätt som framgår av fig. 6.

Fig. 6 Bedömda bergförhållanden på basis av bultborrning
Classification based on analysis of cuttings.



Trots böjda strukturer kan man i fig. 6 urskilja två huvudriktningar längs grafitzonens utsträckning. Samma fenomen förekommer även i vertikalled. Detta medförde ofta att t ex grafitzonens utåtlutande vinkel kunde ändras till inåtlutande på en kort sträcka.

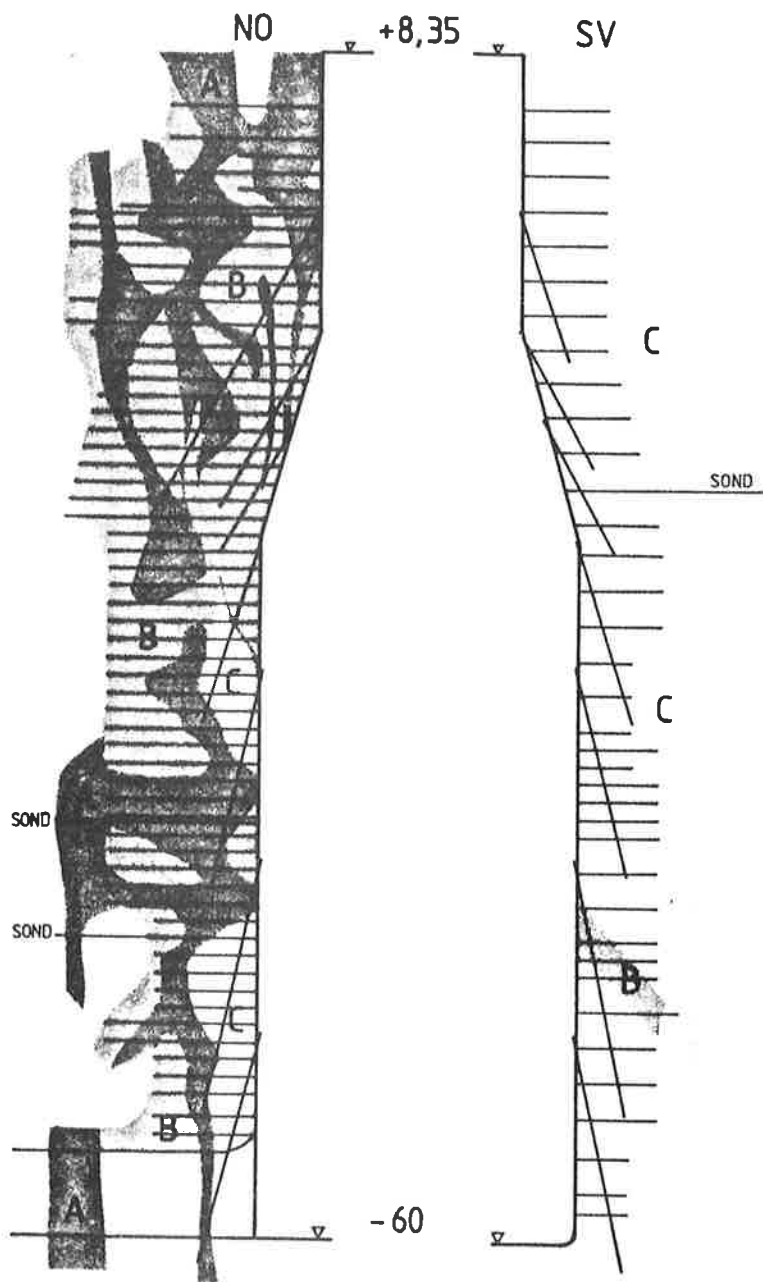
Bergförankringens bultlängder för vare 2 m schaktsänkning bestämdes innan utlastningen påbörjades på basis av de bergförhållanden, som noterats under föregående schaktsänkningssykel.

Mäktighetsfördelningen av bergtyperna A respektive B, lutningsvinklar och orientering i förhållande till schaktytor var de avgörande faktorerna, då beslut fattades om ett kommande förstärkningsvarv. Vissa bulthål förlängdes som sonderingshål, när detta ansågs nödvändigt. Fig. 7 visar i en vertikalsektion hur grafitförande zoner, som på norra sidan tangerar kollager 1, följde med från schaktöppningen ned till botten.

Skillnaden i förstärkningsmängd mellan bergtyp C på den SV-sidan av kollagret och grafitzonen på NO-sidan är stor.

c) Det tredje instrumentet var deformationsmätningarna.

Fig. 7 Vertikalsektion genom silo no I med bergförhållanden
Vertical section through silo no I with rock classification

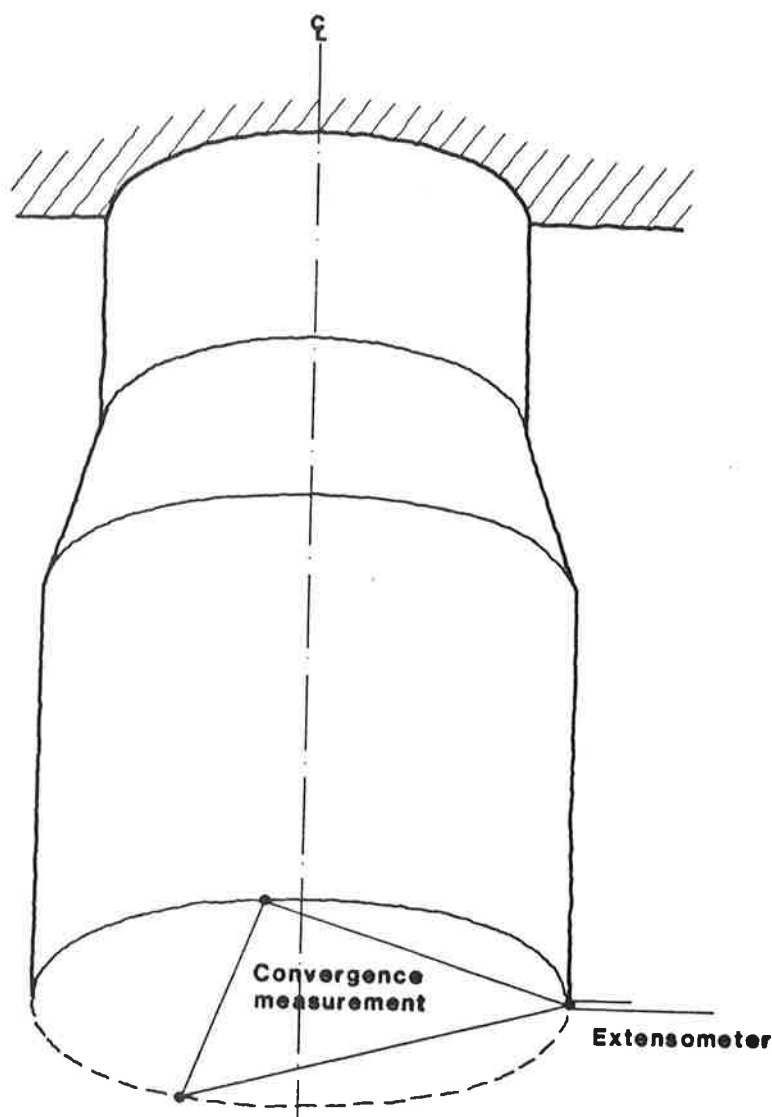


8 Mätmetoder

Syftet med mätningarna var att dels kontrollera inverkan av förstärkningarna, dels verifiera gjorda antaganden om bergmassans egenskaper.

Mätningarna utfördes med extensometrar, 5 och 10 m långa, samt konvergensobservationer, se fig. 8.

Fig. 8 Utformning av en
mätsektion
Principal measure-
ment section



Totalt utfördes 5 mätsektioner i varje kolsilos.

Några intressanta resultat var följande: (se även fig. 9 och 10).

- Deformationerna i väggarna påverkades även vid uttag av schaktpallar på betydligt lägre nivåer.
- Den kraftiga förstärkningen av halsen i kolsilos 1 hade avsedd verkan. I kollager 2 blev däremot deformationerna så stora i halspartiet att sprickbildning uppkom i sprutbetongen.
- Väggarnas deformationer härrörde sig till största delen från rörelser i berget i en 5 m zon närmast väggen. Bitvis var rörelserna så stora att teoretiskt borde dragbrott uppkomma i bultarna. I praktiken var dock säkerheten betryggande, eftersom deformationerna i ingjutningen ej medger att bulten stelt deformeras med berget.

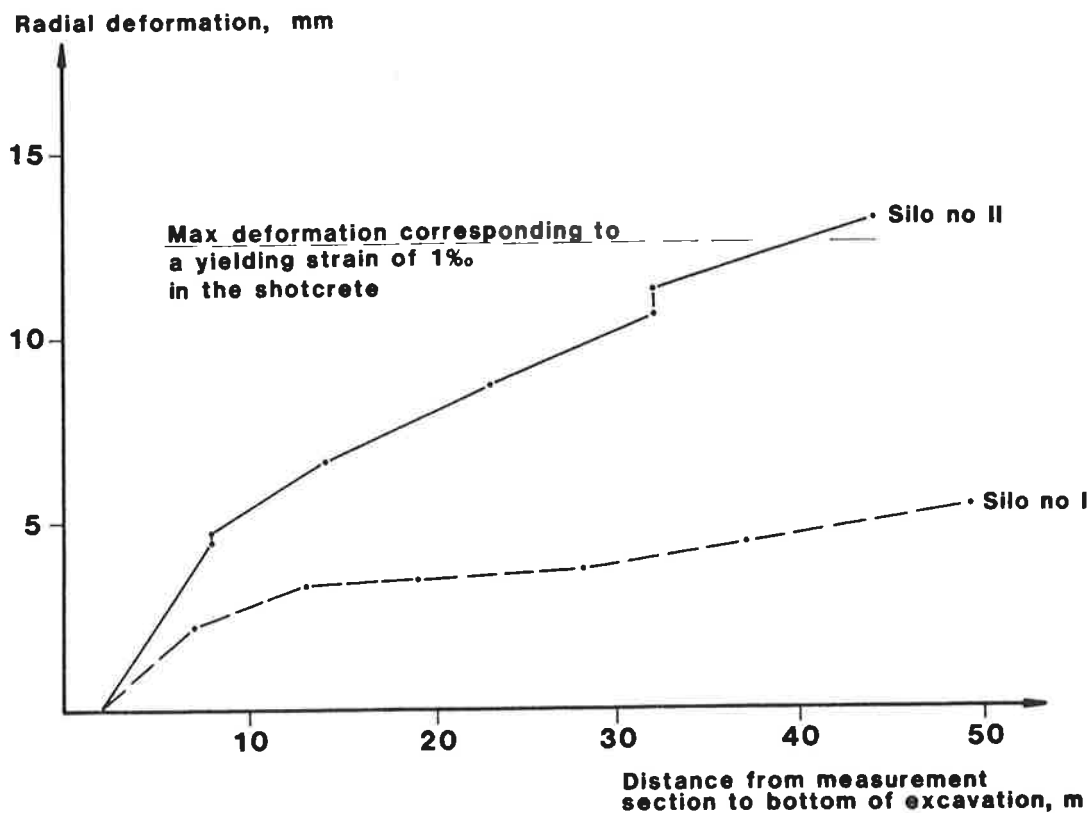


Fig. 9 Uppmätta radiella deformationer i den första mätsektionen
The radial deformations at section 1 at level - 1 m in
silo no I and + 1 m in silo no II

Silo no II, level -23m

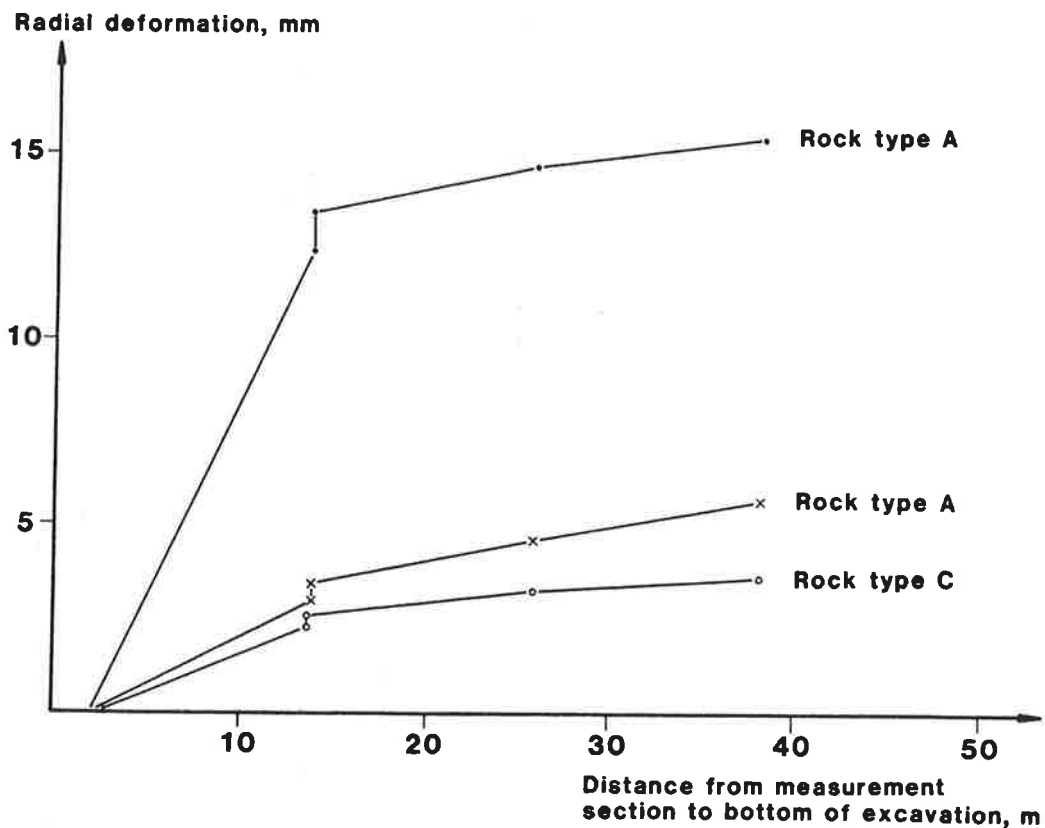


Fig. 10 Väggrörelse på nivån - 23 m i silo II Wall displacements
at level - 23 m in silo no II

9 Tolkning av mätresultaten - framförhållning

Detta - i princip generella problem - accentuerades då det blev dags att lämna "halspartiet" och påbörja vidgningen till full area av en silo. Vi var då tvungna att skaffa en klarare uppfattning om vad som skulle hända med deformationerna under det fortsatta uttaget. Hur skulle de få utvecklas, för att man skulle kunna vara säker på att ha erhållit en stabil konstruktion.

Svar på detta kunde vi delvis få genom att utföra beräkningar på vad som kunde hända, d v s genom att jämföra de deformationer som förväntades med de uppmätta. I de fall där teori och verklighet skulle ge en hygglig överensstämmelse kunde man gå vidare. Men det skulle också kunna hända att stora skillnader mellan verklighet och beräkning kom att föreligga. Därför restes krav på att snabbt kunna utföra nya beräkningar med andra ingångsdata för att kontrollera om stabilitet förelåg eller ej. Beräkningarnas tillförlitlighet måste också kontrolleras innan man vidtog ytterligare förstärkningar.

10 FEM-beräkningar

Resultatet från mätningarna gav upphov till frågor såsom:

Var den långsamma konvergensen riktig?

Kunde bultlängderna minskas, eftersom rörelserna skedde i en 5 m bred zon närmast väggen?

För att bli studera dessa frågor utfördes FEM-beräkningar. Dessa var av två typer: dels kontrollerande, dels förutsäggande. Beräkningarna utfördes med JOBFEM, ett FEM-program utvecklat vid Inst. för jord- och bergmekanik, KTH. Programmet kunde simulera den successiva utschaktningen och förstärkningen under beaktande av ett elasto-plastiskt bergmaterial och axialsymmetriska förhållanden. Följande resultat erhöles:

- De beräknade deformationerna var av samma storleksordning som de uppmätta samt hade ett rörelsemönster som väl stämde överens med gjorda observationer, se tabell 2. Värdena inom parantes är de uppmätta deformationerna.
- Bultlasterna och deformationerna påverkades obetydligt om bultlängden reducerades från 10 till 5 m, se fig. 11 a.
- Bultlasterna minskades något vid en tätare bultning, se fig. 11 b.
- De beräknade bultlasterna överskred stålets hållfasthet eftersom bultarna ansågs vara stelt förbundna med elementen och ej någon reducering av bultens E-modul utfördes för att simulera rörelser i ingjutningen.

Följande slutsatser kunde göras från beräkningarna:

- mätningar verifierade de gjorda antagandena om bergmassans egenskaper.
- beräkningarna styrde förstärkningsinsatsen till kortare men något tätare bultning.

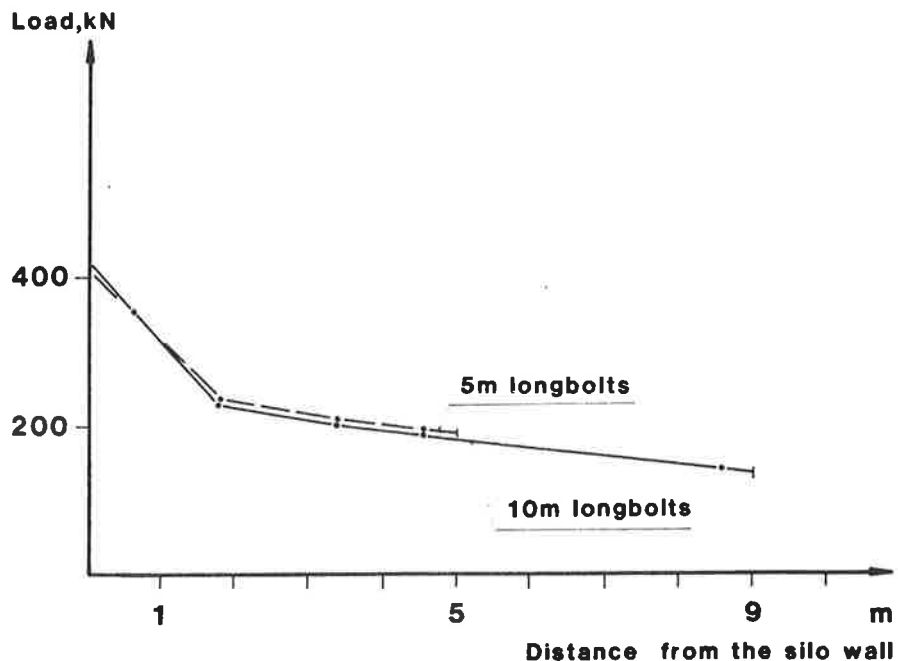


Fig. 11 a Beräknad bultbelastning på nivå - 35 m efter en utschaktning till - 53 m.
Calculated anchor loads with different anchor lengths at level - 35 m for silo no II after an excavation to - 53 m.

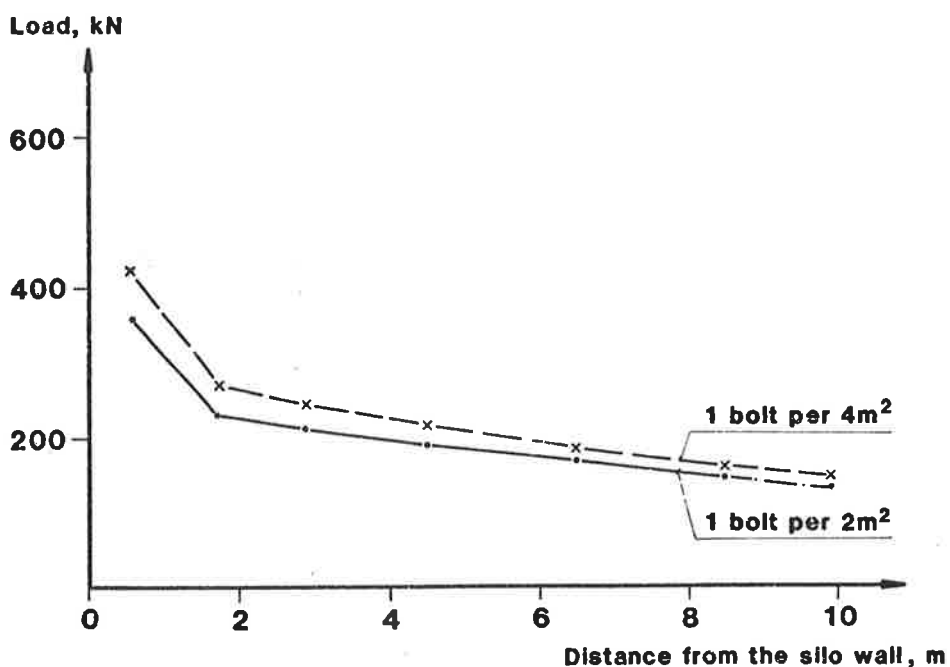


Fig. 11 b Beräknade bultbelastningar men vid varierande täthet.
Calculated anchor loads for different bolt density and the other conditions as for fig. 11 a.

Table 1

Properties of the rock mass

	A	B	C
Strength of intact rock	30 MPa	65 MPa	150 MPa
RQD-value	17 %	35 %	65 %
Spacing of joints	50 mm	100 mm	200 mm
Condition of joints	Slickenside surface gauge 1-5 mm	Slightly weathered slightly rough	Hard joint wall rough surface
Type of joint	Continuous	Continuous	Not continuous
Joint orientation	Unfavourable	Unfavourable	Fair
Ground water condition	Low pressure wet	Low pressure wet	Low pressure wet
Rock quality (RMR-system)	Very poor rock	Poor rock	Good rock
Rock mass strength	= 0,1 MPa = 15°	= 0,2 MPa = 25°	= 2,3 MPa = 40°
Rock mass modulus	10 GPa	20 GPa	40 GPa

Table 2 Silo No. II

	Measurement section, level			
Excavation step, from level	- 3 m	- 9 m	- 16 m	- 25 m
- 3 m to - 9 m	3.5 (4.5)			
- 9 m to - 16 m	2.5 (2)	5 (4)		
- 16 m to - 25 m	2 (2)	4 (3.8)	11 (10)	
- 25 m to - 34 m	1 (1.8)	2 (1.0)	3 -	17 (13)

11 Hur har resultaten bedömts?

De vid KTH genomförda FEM-beräkningarna har genomgående givit deformationer av samma storleksordning som de uppmätta, även om stora lokala avvikelser har förekommit. I stort har deformationerna som förväntat ökat snabbt efter friläggning av bergytan och sedan efterhand gått mot stabilisering. I de fall då stabiliseringen dröjt har tillsatsförstärkningar satts in och givit avsedd effekt. I regel har sådana fall kunnat återföras till sådana bergpartier, där intensiteten hos grafitinslagen varit särskilt hög enligt borrhålskarteringen.

I vissa fall har beräkningarna - framför allt i vad avser det uppskattade djupet av plasticerade zoner - fått utgöra bas för dimensionering av erforderliga bultlängder. Även härvid har naturligtvis borrhålskarteringens resultat beaktats vid tolkningen.

I stort har vi haft anledning att vara nöjda med den trygghetseffekt, som samspelet mellan beräkningar och mätningar har givit alla i expertgruppen. Då mätningarna har givit mycket större utslag än vad som förväntats, har okulär inspektion av sprutbetongytan inom berört område genomförts samtidigt som borrhålskarteringen åter analyserats och bulttäthet och längd övervägts på nytt. Om inga väsentliga sprutbetongskador noterats, och deformationerna visat tecken på stabilisering vid nästa mätning, har oftast inga åtgärder vidtagits.

12 Samordning drivning, mätning och beräkning

Trots att vi ansåg att vi hade lagt upp ett system där samspelet mellan drivning, observation och mätning borde fungera tekniskt väl så visade det sig lida av en organisatorisk brist. Expertgruppen arbetade efter en prognos som kontinuerligt reviderades vartefter arbetet fortskred. Utfallet blev emellertid inte alltid enligt prognosen, varvid arbetsplatsen kallade expertgruppen för konsultationer om den nya situationen. I de flesta fall hade bergkvaliteten förbättrats och man ansåg att man borde kunna minska förstärkningarna. Det var naturligt eftersom bergkvalitén i stort förbättrades mot djupet. Alla ställde givetvis då upp efter bästa förmåga, men systemet hade en inneboende tröghet som medförde onödig tidsspillan i beslutsprocessen. Genom att utföra beräkningar och förstärkningsförslag för ett antal möjliga bergmekaniska situationer och låta arbetsplatsen identifiera vilken situation som gällde, kunde beslutsprocessen förkortas avsevärt.

Den personal, som utförde konvergens- och extensometermätningarna fick helt underordna sig drivningen, vilket kunde innebära flera timmars väntan eller till och med att de fick resa hem med oförättat ärende. Det kan förefalla vara ett slöseri med resurser, men var medförhandenvarande tidspress sannolikt ekonomiskt optimalt. Driften måste gå först.

13 Nyttan för SCG

Nyttan för SCG med den "flexibla designen" kan avläsas i att projektet kunde genomföras på ett för alla parter lyckosamt sätt, trots att de geologiska och bergmekaniska förutsättningarna var mycket ogynnsamma och man tillämpade en ny metod.

Hur det skulle ha gått om man valt modellen med "fixerad design" kan man inte med bestämdhet uttala sig om eftersom den inte genomfördes. Det förefaller dock sannolikt att kostnaderna skulle ha blivit avsevärt högre.

För att bättre belysa kostnaderna för den använda arbetsmetodiken skall några sifferuppgifter ges. Som tidigare nämnts utgjorde bergarbetena med silona 5 % av hela anläggningskostnaden. Förstärkning utgjorde ca 1/4 av de fem procenten och allt arbete som var knutet till expertgruppens arbete var 2 % av de 5 procenten.

14 Värdering av metodiken

Uttrycket "interaktiv design" används i litet olika betydelser. I Sverige ha det väl på senare år när det gäller bergarbeten genom Keijer och Hahn kommit att förknippas med en systematiserad utvidgning av CAD genom samspel konstruktör - dator under projekteringskedets valprocess mellan alternativ.

Arbetsmetoden för Igelsta-silona kan också betecknas som ett slags "interaktiv design" för fortlöpande dimensionering av förstärkningar under pågående produktion. Det är princip samma procedur, som i alltmer sofistikerade former har tillämpats för erfarenhetsåterföring alltifrån grova tumregler till NATM (New Austrian Tunneling Method). Troligen kan vi dock med viss rätt hävda att samspelet i fråga om erfarenhetsåterföring mellan materialparameterförutsättningar, teoretiska beräkningar (dator), deformationsmätningar, kontroll och besiktning samt successiv, dialektisk och kritisk analys av stabilitetssituationen varit ovanligt systematiskt och omfattande.

Alla de olika kunskaps- och erfarenhetsområden, som funnits representerade inom berggruppen, har på basis av fortlöpande och i begriplig form redovisad information kunnat utnyttjas fullt ut för en integrerad tolkning av helhetsresultatet.

Resultat är att trots de tämligen usla bergmekaniska förutsättningarna har dessa silos med 30 m diameter kunnat byggas utan instabilitetstillbud. Alla medlemmar i berggruppen delar bedömningen att ett svårt jobb har kunnat genomföras på ett sätt som bör säkerställa totalstabiliteten för lång tid framöver samtidigt som vi genom selektiv förstärkningsinsats anser oss ha uppnått en rimlig grad av resursoptimering.

Den tillämpade arbetsmetoden med interaktiv förstärkningsdimensionering, som leder till effektivt samutnyttjande av kunskaps- och erfarenhetsresurser, har hela tiden fungerat som ett slags trygghetsbälte - systemet ger oss tillfälle att prestera vårt gemensamma bästa! Framtiden utvisar förhoppningsvis att detta "bästa" var gott nog!

Till sist några ord om hur detta resultat kan ses i ett större sammanhang. Vi har alltså funnit att det går ganska bra att bygga stående cylindriska silos med 30 m diameter och 75 m höjd i mycket besvärligt berg. Det hade sannolikt varit ur stabilitetssynpunkt lättare att bygga samma silos med samma bergförutsättningar, om de konstruerats med en viss bergtäckning i stället för som nu med fri taköppning.

I några sådana bedömningsfall har t o m relativt stora sprutbetongskador fått passera utan åtgärd, om uppföljning visat att sprickutvidgningen avstannat.

En relativt stor osäkerhet föreligger givetvis beträffande borrharteringens riktighet i fråga om grafitzonernas läge och utsträckning. Det finns ju starka inslag av subjektivitet i sådan kartering baserad på borrhvattenobservation. Denna metodosäkerhet har nog ganska genomgående garderats med användande av ogynnsammaste tolkning, vilket då kan ha inneburit en extra säkerhetsfaktor vad gäller bl a bultlängdsbestämningen.

- Fig. 1 Värmeverket i Södertälje
Heat generating Plant in Södertälje
- Fig. 2 Urschaktningsteknik för silona
Excavation procedure of the silos
- Fig. 3 Preliminär prognos över de geologiska förhållandena
Preliminary prognos of the geological conditions
- Fig. 4 Möjliga stabilitetsproblem
Potential stability problem
- Fig. 5 Bergförhållandena på mantelytan till silo II
Geological surface mapping of the silos no II
- Fig. 6 Bedömda bergförhållanden på basis av bultborrning
Classification based on analysis of cuttings.
- Fig. 7 Vertikalsektion genom silo no I med bergförhållanden
Vertical section through silo no I with rock classification
- Fig. 8 Utformning av en mätsektion
Principal measurement section
- Fig. 9 Uppmätta radiella deformationer i den första mätsektionen
The radial deformations at section 1 at level - 1 m in silo no I and + 1 m in silo no II
- Fig. 10 Väggrörelse på nivån - 23 m i silo II
Wall displacements at level - 23 m in silo no II
- Fig. 11 a Beräknad bultbelastning på nivå - 35 m efter en utschaktning till - 53 m.
Calculated anchor loads with different anchor lengths at level - 35 m for silo no II after an excavation to - 53 m.
- Fig. 11 b Beräknade bultbelastningar men vid varierande täthet.
Calculated anchor loads for different bolt density and the other conditions as for fig. 11 a.

BRANTA OCH HÖGA SLÄNTER I UNGA SEDIMENT I TUNISIEN

High and steep slopes in young sedimentary rock in Tunisia

Civilingenjör Anders Claesson, AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm

I juli 1978 tecknade konsortiet SISACO (Sidi Saad Consortium) med Skånska Cementgjuteriet som sponsor kontrakt på byggande av Barrage Bourguiba i Sidi Saad, Tunisien.

Sidi Saad är beläget 60 km SV den heliga staden Kairouan och syftet med dammarna är att skydda Kairouan-slätten mot översvämningar. Vid de katastrofala översvämningarna 1969 uppmättes momentant 16 000 m³/s. Dessutom kommer dammen att bevattna ca 4000 hektar.

Beställare är tunisiska staten Ministère de l'Équipement (motsvarar vårt Vattenfall). Konsult SNC, Canada.

Projektet omfattar följande huvudmängder.

Damfyllnad	7 500 000 m ³	Omloppstunnel	39 m ²	420 m
Schakt för utskov	2 000 000 m ³	Bevattningstunnlar	6-13 m ²	800 m
Betongarbete	240 000 m ³	Vägar		5 000 m
Gabioner	40 000 m ³			

Objektet består av två dammar ca 650 m långa vardera med en höjd av 70 m respektive 46 m.

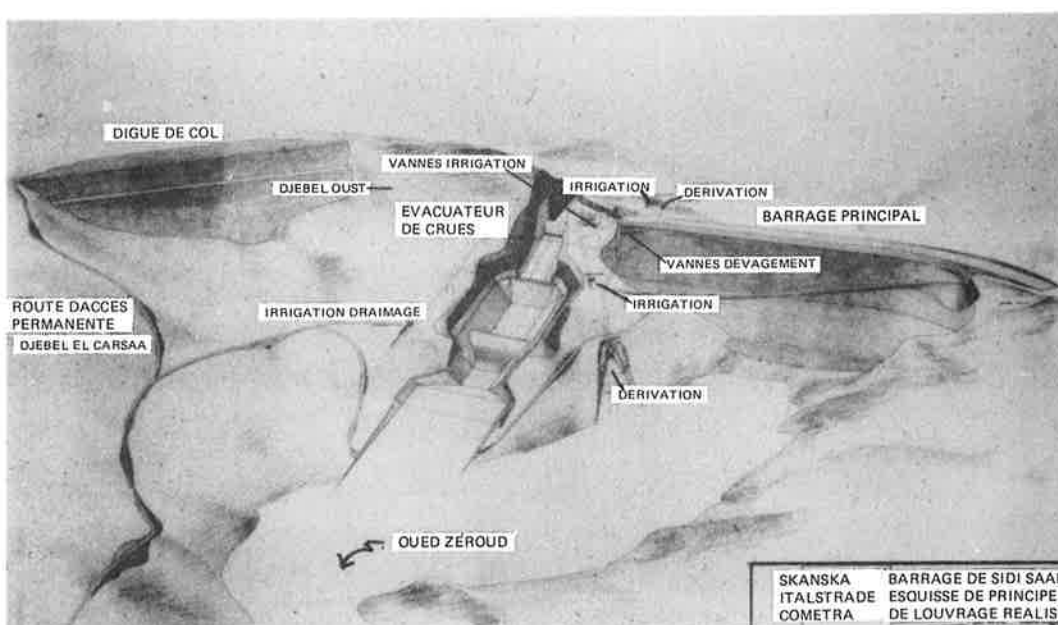


Fig. 1. Principskiss
Principal layout

Mellan dammarna byggs ett utskov för $6\,500\text{ m}^3/\text{s}$ bestående av ett övre utskov, bassäng för energiomvandling samt nedre utskov med gabioner.

Materialet i denna spillway bestod enligt handlingarna av kalksten i uppströmsdelen och lerskiffer och sandsten i nedströmsdelen från kritaperioden.

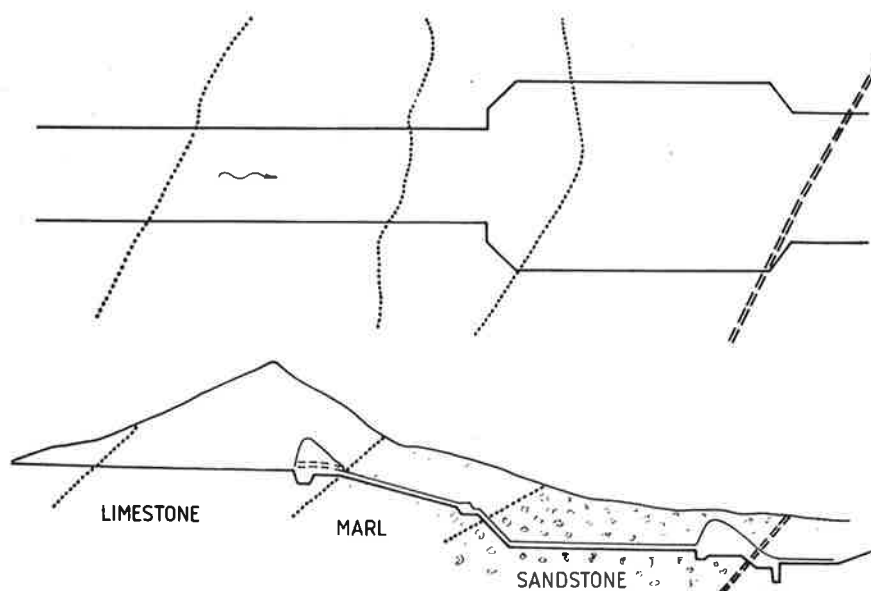


Fig. 2. Plan- och längdsektion av spillway
Plan view and longitudinal section of spillway

Anbudsritningarna visade i uppströmsdelen vertikala väggar med 1 m breda hyllor och 12 m höga väggar med en sammalagd maximal höjd av 80 m.

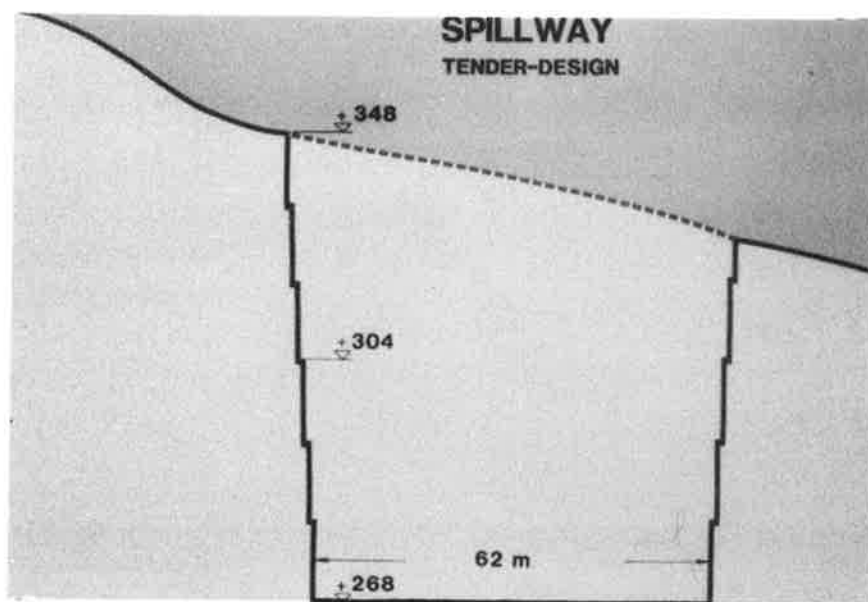


Fig. 3. Tvärsektion av spillway
Cross section of spillway

Enligt mängdförteckningen skulle 100 000 m³ av kalkstensvolymen i uppströmsdelen användas som bergfyllnad i huvuddammen.

Sprängningsarbetena för utskovet påbörjades hösten 1978. Berget visade sig tidigt vara av sådan kvalitet att tvivel uppstod huruvida det skulle vara stabilt för den tänkta utformningen av bergväggarna, vilket Professor Hans Helfrich påpekade efter ett besök i oktober 1978.



Fig. 4. Bergvägg i spillway vid de inledande sprängningsarbetena
Front view of spillway walls at initial blasting phase

Enligt mängdförteckningen skulle förstärkningsarbetena bestå av 450 stycken 6 m bultar $\varnothing$ 25 mm utan förspänning (0,04 antal bult/m²) samt 40 000 m² oarmerad sprutbetong (3-5 cm).

Beställaren var till att börja med ganska kallsinning till våra påpekanden, varför vi, på inrådan av Sten Brännfors, tillkallade Dr E Hoek från Golder Associates i Kanada, som tillsammans med Hans Helfrich gick igenom tillgängligt material och därefter besökte arbetsplatsen. Liksom Hans Helfrich fann han, att kalkstenen var kraftigt vittrad och uppsprucken.

Dr Hoek beräknade erforderlig tryckhållfasthet för några olika driftsfall med hänsyn tagen till säkerhetsfaktorn vid torra och vattenmättade bergväggar. Vid jämförelse med de från undersökningarna erhållna värdena och de som erfordras, finner man att det kommer att krävas betydande förstärkningsåtgärder för att säkra långtidsstabiliteten. Han förutsåg dels en total kollaps dels lokalt utfall beroende på hur spricksystemen skär varandra.

För att klara stabiliteten beräknade han att det skulle krävas 20-30 m långa förspända kabelbultar c/c 3 x 3 m.

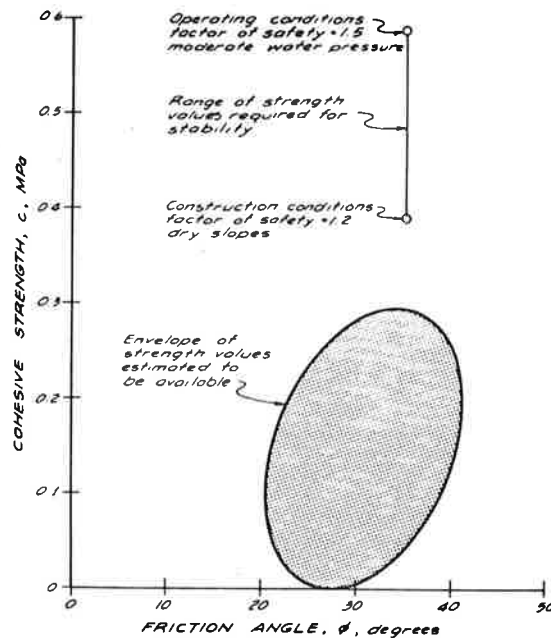


Fig. 5. Jämförelse mellan beräknad och verklig skjuvhållfasthet för bergmassan

Comparison between estimates for required and available shear strength.

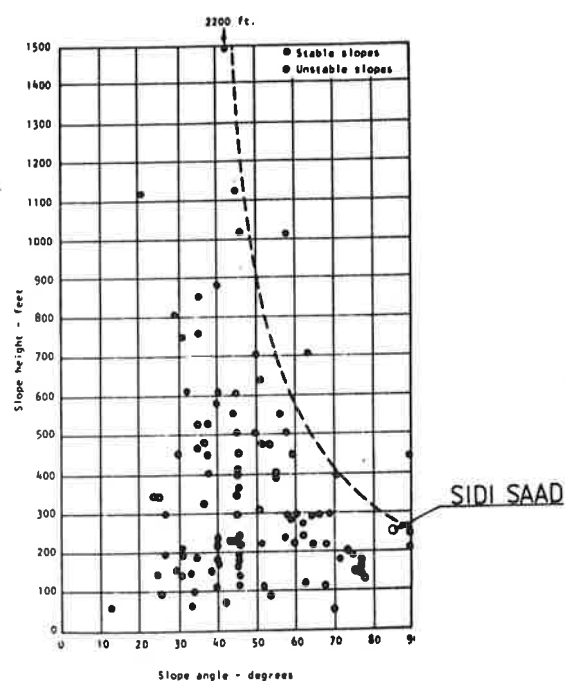
Vid en jämförelse med andra projekt med höga bergslänter finner vi att den föreslagna utformningen ligger nära gränsen för stabilitet. (Fig. 6)

Han föreslog, att två andra alternativ skulle studeras:

1. Släntlutning 45° ned till nivån +304.
Därefter bultning och sprutbetong.
2. Båda slänterna lägges i lutning 45° till fullt djup.

Dr Hoeks rapport presenterades för beställaren i slutet av 1978.

I mars 1979 besökte Dr Hoek och Professor Helfrich arbetsplatsen och man diskuterade olika alternativ. Vid detta tillfälle hade beställare och konsult börjat förstå den uppkomna situationen, som troligen berott på bristande kommunikation mellan geologi- och konstruktionsavdelningarna.



(from Rock Slope Engineering, E Hoek & J W Bray)

Fig. 6. Diagram över slänthöjd i förhållande till lutningsvinkel för några av de högsta och brantaste slänter som utförts i världen.

Plot of slope height versus slope angle for the highest and steepest slopes which have been excavated in the world.

Sprängningsarbetena hade nu nått nivån 328 och det var hög tid att bestämma utformningen av väggarna och erforderliga förstärkningsarbeten.

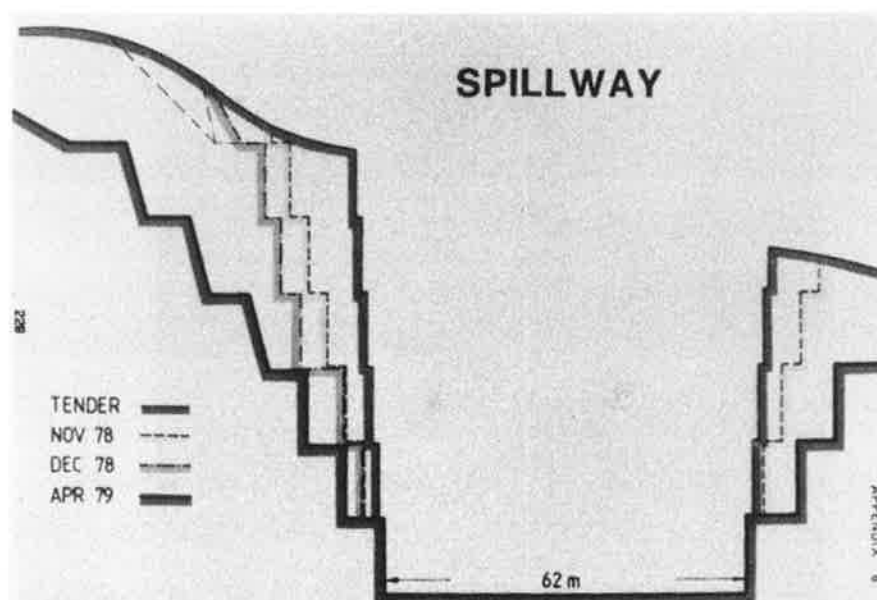


Fig. 7. Olika faser i konstruktionsarbetet fram till slutlig utformning av spillwayväggarna.

Various phases up to final design of the spillway walls.

För att undvika stillestånd i produktionen lämnades 10 m utsprängt som en hylla på vardera sidan varvid schaktarbetena fortsatte i mitten.

I april 1979 hade efter mycket diskuterande beställare och konsult bestämt sig.

Förstärkningsarbetena skulle bestå av 12 m injekteringsbultar $\varnothing$ 25 cm med bult och bricka samt i huvudsak oarmerad sprutbetong.

Från ursprungliga 2 700 m ökade bultmängden för att slutligen uppgå till 19 600 m dvs en ökning med drygt 7 gånger. Sprutbetongmängden minskade från ursprungliga 1 700 m³ till 1 000 m³. Sprutbetong användes huvudsakligen för att låsa sprickor och slag samt täcka den del av väggarna, som bestod av lerskiffer.

De övre liggande delarna av högra väggen försågs med 2 600 m² skyddsnät.

Totala schaktvolymen ökade från 373 000 m³ till 598 000 m³ dvs en ökning med 60%.

Ingen del av materialet godkändes som bergfyllnad i dammarna. Sprängningen av väggarna utfördes som presplitting med gurit som laddning. I övrigt användes anfo.

De försök, som utfördes sommaren 1979 av Stiftelsen Svensk Detonikforskning under ledning av Gunnar Nord och Gunnar Persson (separat rapport) visade, att presplitting gav 25% mindre vibration i bakomliggande bergparti. Skaderadien i kalkstenen var 50-100% större än i granit.



Fig. 8. Södra spillwayväggen efter avslutade sprängningsarbeten. Årsskiftet 1979/80.

South spillway wall after completed excavation 1979/80.

Schaktningsarbetena för nedströmsbassängen utfördes i sandsten och lerskiffer och kunde utföras utan större bekymmer trots att botten låg ca 20 m under grundvattenytan.

Årsskiftet 1979/80 var samtliga schaktningsarbeten avslutade. Bergväggarna har fram till dagens datum ej uppvisat några problem i form av uppsprickning eller utfall.

Dammprojektet invigdes av president Bourguiba den 14 juni 1982, 4 månader före kontraktsdatum.



Fig. 9. Norra spillwayväggen 3 år efter avslutade sprängningsarbeten.
North spillway wall 3 years after completed excavation.

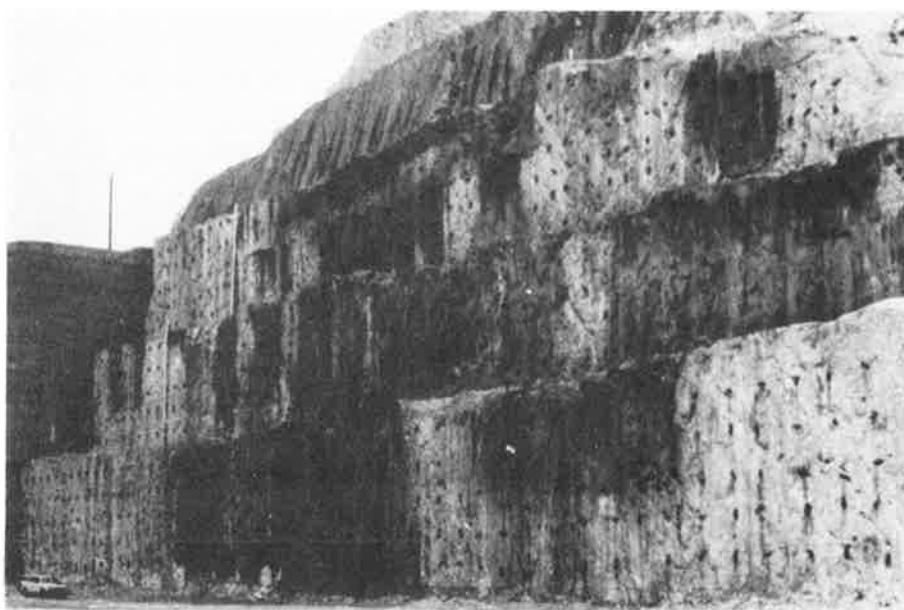


Fig.10. Södra spillwayväggen 3 år efter avslutade sprängningsarbeten.
South spillway wall 3 years after completed excavation.

Summary

The paper gives a short description of the dam project Barrage Bourguiba in Sidi Saad, Tunisia, 1978-82. The works were executed by SISACO (Sidi Saad Consortium) with SCG as sponsor. The client was Ministère de l'Équipement with SNC, Montréal, as consultant.

The concept of the spillway, which initially was designed with 80 m vertical walls, had to be considerably changed due to stability problems. This was due to a very poor quality of the limestone which had not been taken into consideration when making the design.

After initial excavation, the spillway walls proved to involve considerable reinforcement measures (cf 19 600 bolts to originally 2 700). The total excavation volume amounted to 598 000 m³ (cf estimated 373 000 m³).

DISKUSSION

Jüri Martna, Statens Vattenfallsverk: Jag har ett par frågor till Gunnar Nord m fl. För det första, bultningen som fanns på ritningen, den utfördes antingen neråt eller horisontellt. Varför hade man inte några bultar som gick snett uppåt? Den andra frågan, har det förts något resonemang om huruvida dessa bultar samverkar, dels är det alltså frågan om ståtid, skulle man bulta fortast möjligt för att minska på rörelsen och utglidningsrisken, och den andra sidan av samma fråga är, har man beaktat att ett bultsystem samverkar så att man får en samverkande cirkel?

Gunnar Nord, Skånska Cementgjuteriet: Det var många detaljer på bilderna. De nedåtriktade är inga bulthål utan sonderingshål. Alla bultarna var horisontella. Man borrade inte uppåt eftersom bultlängderna var så stora. Det skulle ha varit svårt att trycka upp 10 m långa bultar.

Tidpunkten för att sätta in bultarna bestämdes helt av produktionen. Avsänkningen gjordes i 2-metersetapper. Man satte in dem så fort som möjligt. Sprängningarna gick ju från början i 3-meters-pallar som successivt ökades till 12 m närmast botten. Man följde efter med urschaktningen i 2-metersetapper för att få lagom arbets-höjd.

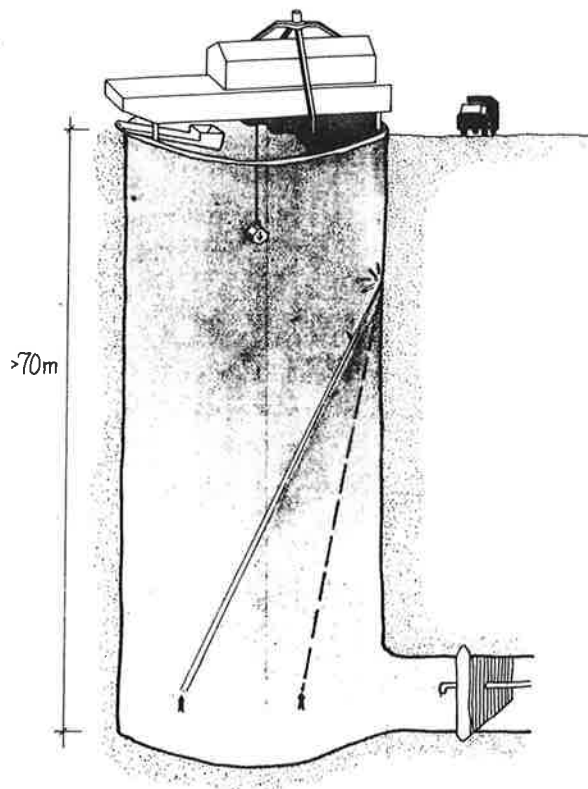
Håkan Stille, KTH: Någon undrade om vi i beräkningarna tog hänsyn till valvbildningen runt silorna. De utförda beräkningarna skedde under antagande av axialsymetri, vilket innebär att valvbildningen beaktades. Annars hade man ju fått alldeles för kraftig förstärkning.

Sten Bjurström, BeFo: Jag har fått en propå från Sven Inge Johansson att han gärna vill berätta om hur man har bestämt volymen för kolsilon i Södertälje.

Sven Inge Johansson, Jacobson & Widmark: J&W fick i uppdrag av SCG att bestämma totala volymen och hur volymen förändrades med nivån för de två kollagren vid Igelstaverket. Vi fick uppdraget, mycket tack vare att man inte klarade av att mäta med traditionella metoder, dvs fotosektionering eller polär mätning (vinklar och längder). Vi valde istället att använda enbart vinkelmätning. Genom att använda ett nytt instrument, laserteodolit, behövde vi inte klättra omkring på väggarna med en mätsignal utan lasern skötte om detta jobb. Med en standard teodolit och en laserteodolit på botten av

kolfickan kunde vi randa upp bergrummet i längdsektioner. Ur längdsektionerna tog vi fram tvärsektioner på varannan meter som arealberäknades.

Det var kombinationen av en vanlig mätmetod, avskärning och ett nytt instrument som gjorde att vi snabbt kunde bestämma volymen på Igelstaverken, se fig.:



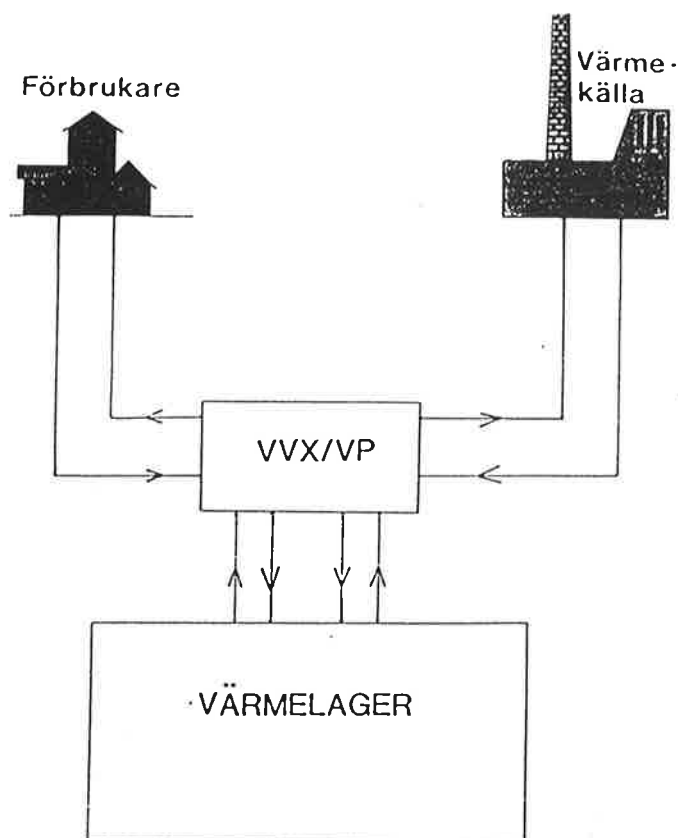
Berget som värmelager

JÄMFÖRELSE MELLAN TRE METODER FÖR STORSKALIG VÄRMELAGRING I BERG

Professor Ulf Lindblom, Hagconsult AB och
Chalmers Tekniska Högskola

Varför värmelagring?

Ett värmelager är i princip en utjämnande buffert mellan värme-
producent och förbrukare, som Figur 1 visar. Värmelagret kan
laddas och urladdas med hjälp av värmeväxlare och eventuellt med
värmepump. Som bakgrund till ett jämförande studium av olika
lagringssystem är det viktigt att klargöra vilka krav som ställs
på värmelager.



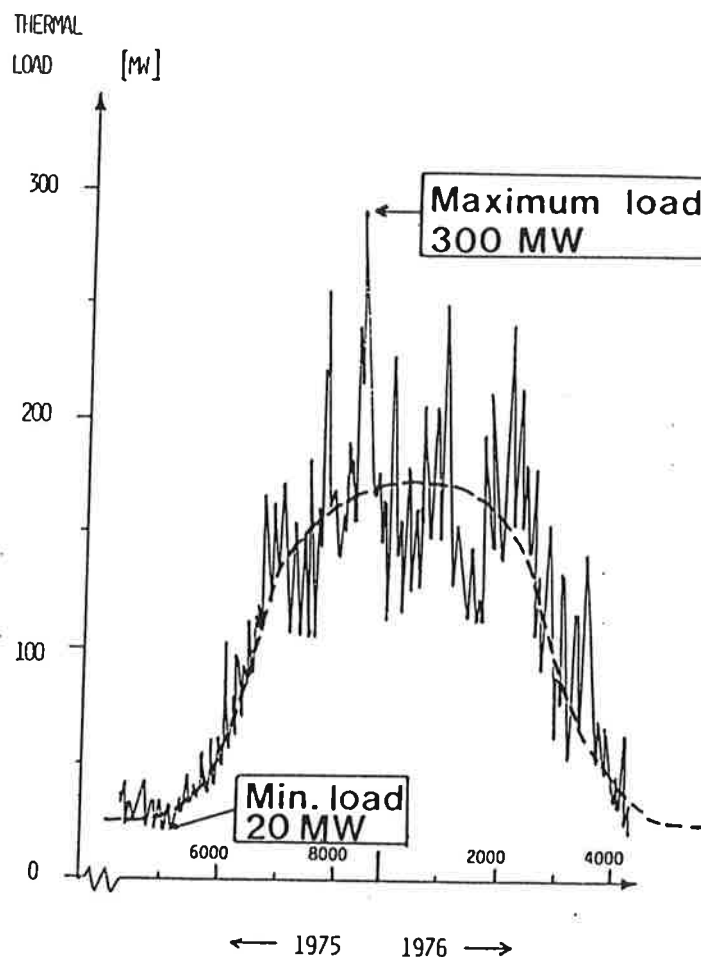
Figur 1. Ett värmelagers funktion

Figure 1. Function of a thermal storage

Värmelagring i berg är en relativt storskalig operation, främst aktuell i anslutning till fjärrvärmeproduktion. Det kan finnas flera skäl till att värmelagringen blir lönsam i fjärrvärmesystem. Tidigare försågs ibland oljeeldade kraftvärmeverk med hetvattenackumulatorer, som hade till uppgift att korttidslagra överskottsvärme. Sådan överskottsvärme produceras när elbehovet överstiger värmebehovet. I takt med att kärnkraften avvecklas, kommer återgång att ske till elproduktion vid fjärrvärmeverken. I framtiden kan därför värmelagring vid kraftvärmeproduktion åter bli aktuell.

Den för tillfället dominerande anledningen att lagra värme i fjärrvärmesystem är den ständigt varierande efterfrågan på värme. Figur 2 är ett exempel på detta. Den visar hur värmelasten i Stockholms fjärrvärmesystem varierade under en årscykel 1975/76. Belastningskurvan visar hur värmebehovet styrs av utomhustemperaturerna.

Värmelagringen kan i princip tjäna tre syften: Dels kan den kopplas in under kort tid för att klara spetsbelastningarna. Man kan då inbespara dyrbara toppeffektpannor. Det andra syftet kan vara att utnyttja värmekällor mer kontinuerligt över året och lagra in överskottsvärme under den varmare delen av året.



Figur 2. Belastningskurva, Stockholms fjärrvärmenät 1975/76.

Figure 2. Thermal loading, district heating system of Stockholm, Sweden, 1975/76.

Minskar vi nu kubens storlek, ökar värmeförlusterna markant. En bergkub med 10 m sida förlorar hela 50% av sin värme redan på två månader (40% om den är vattenfylld). Förhållandevis större värmeförluster inträffar vid lagerutformningar, som avviker från kubisk form. Värmelager i berg måste med andra ord vara stora, helst över en miljon kubikmeter, för att värmeförlusterna skall bli rimliga.

Värmekvalitet

Vad är värmekvalitet? Den kan närmast beskrivas som förmågan hos en varm massa att uträtta något nyttigt. I vårt fall kan vi förenklat säga att kvalitetsförluster uppkommer genom sänkning av temperaturnivån vid lagringen. Dessa irreversibla förluster brukar kvantifieras genom användande av det s.k. exergi-begreppet.

Exergin hos en kropp med värmekapaciteten C_s kJ/kg, K vid temperaturen T_1 K är i relation till en referenstemperatur för ostörd omgivning T_0 K (som här sätts lika med bergtemperaturen; under denna temperatur anses varmen som värdelös):

$$e = C_s \left(T_1 - T_0 - T_0 \ln \frac{T_1}{T_0} \right) \text{ kJ/kg}$$

Låt oss studera vad en ren temperaturutjämning i berg leder till för kvalitetsförluster (2). Antag att vi har två utåt helt isolerade kuber med 1 m sida, det ena 100°C och det andra 50°C. Exergin hos dessa är 30 MJ resp. 7 MJ.

Om de båda blocken bringas i termisk kontakt får vi två block med temperaturen 75°C, vartdera med exergin 17 MJ. Exergiverkningsgraden blir

$$\frac{2 \cdot 17}{30+7} = 0,92.$$

Kvalitetsförlusten är alltså ca 8% enbart genom temperaturutjämningen i berget.

Vad som emellertid mer intresserar oss vid värmeförvaring i berg är den kvalitetsförlust vi får genom att vattentemperaturen vid uttag är lägre än den vattentemperatur vi en gång laddade lagret med.

Låt oss återgå till vårt exempel i Figur 4 med den vattenfyllda kuben med 100 m sida och 100°C temperatur. Antag för enkelhets skull att lagret skall blandas med och värma ett returvatten av 50°C till säg 65°C. Om temperaturen efter lagringen gått ner till 95°C, skulle man kunna producera ca 3 Mm³ 65°C vatten till nätet. Om genom större värmeförluster temperaturen på utgående vatten sjunkit till 80°C, skulle man endast kunna producera 2 Mm³ 65°C vatten och om temperaturen gått ner ända till 65°C kunde man endast sända ut de 10⁶ m³ som lagret innehåller. Med andra ord, ju högre temperatur, d.v.s. kvalitet, på utgående lagringsvatten, desto mer kan det avlasta andra försörjningsalternativ (2).

Tre lagringssystem i berg

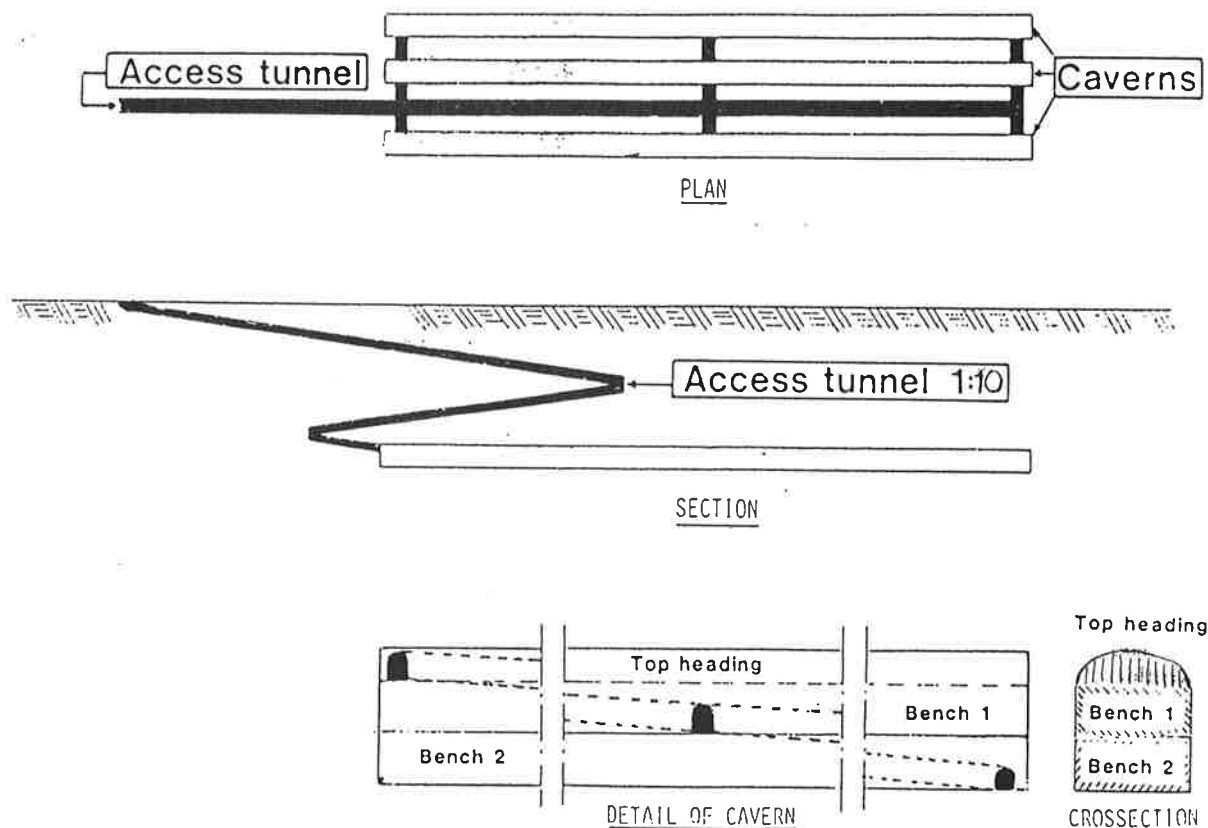
Följande tre lagringsalternativ, som utnyttjar den fasta berggrunden, skall här diskuteras:

- o öppna bergrum
- o blockfyllda bergrum
- o borrhålslager

Diskussionen genomförs med utgångspunkt från kostnader för byggande av lagret samt från de värmetekniska prestanda och begränsningar som de olika lagren har beroende på utformning och verkningssätt.

Öppna bergrum

För byggande av stora bergrum har utvecklats en teknik som på ett nära optimalt sätt utnyttjar entreprenadmaskiner och övriga resurser. Tekniken innebär att man medelst en relativt stor nedfartstunnel i ca 1:10 lutning bereder sig tillträde till den bergvolym där lagret skall placeras, Figur 5. Själva bergrummet sprängs ut i tre eller fyra steg: överst sprängs ett tunnelgalleri, som sedan bildar själva takpartiet i rummen. Efter förstärkning av takpartiet tas resten av rummen ut medelst



Figur 5. Teknik för sprängning av stora, öppna bergrum

Figure 5. Excavation technique for large, open rock caverns.

pallsprängning, vanligen i två etapper. Vid gott berg brukar man kunna ta ut tunnelsektioner med 20 m bredd och 30 m höjd utan större bergmekaniska problem. Vid sämre berg kan man av förstärkningskostnaderna tvingas begränsa tvärsnittsarean.

Erfarenheterna av lagring av uppvärmd olja i stora bergrum är i stort sett goda med endast något enstaka fall av rapporterade taknedfall orsakade av uppvärmningen. Värmelagrens utformning är liksom oljebergrum som långsträckta tunnlar och kostnaden ligger på ca 100 kr/m³.

Eftersom lagringskapaciteten för rent vatten är 1.2 kWh/m³, °C, Fig. 3(a), blir den specifika lagerkostnaden vid en grads temperatursprång i lagret teoretiskt

$$\frac{100}{1.2} \text{ kr/kWh.}$$

Används exempelvis 50°C temperatursprång blir lagerkostnaden ca 1.7 kr/kWh.

Den teoretiska kapaciteten kommer aldrig att uppnås p.g.a. yttre och inre förluster i lagret, som vi senare skall se. Genom förläggning av bergrummet under grundvattenytan kan övertryck som uppkommer vid lagertemperaturer över 100°C tolereras.

Blockfyllda bergrum

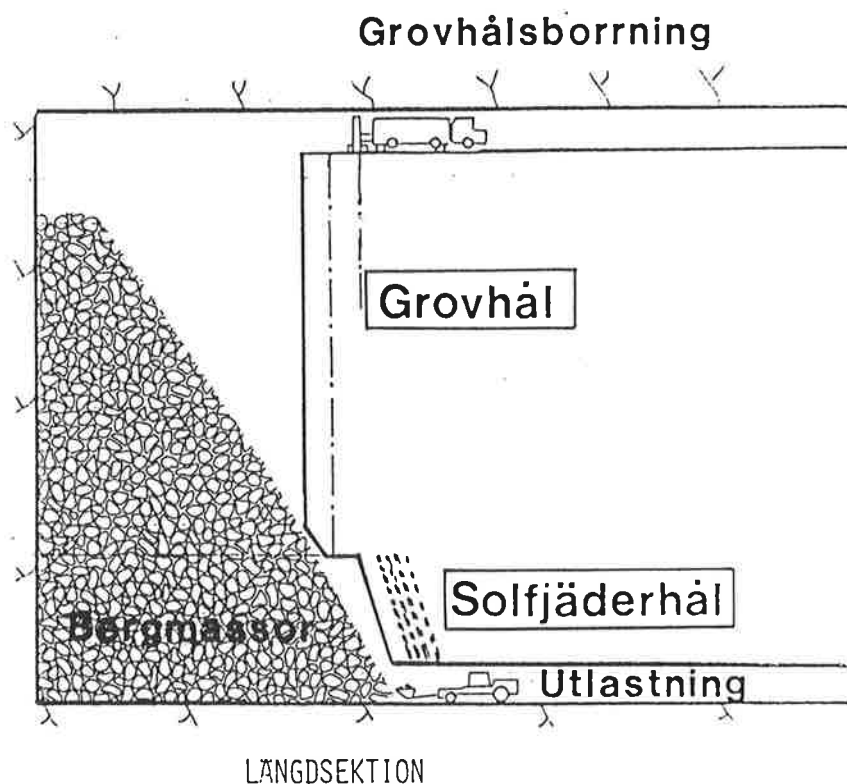
Ett alternativ till stora, öppna bergrum är att tillämpa modern gruvbrytningsteknik och spränga rum i berget, vilka successivt återfylls med sprängmassor. Genom att återfyllnaden stabiliserar väggarna, kan rummen göras mycket höga, vilket är fördelaktigt från värmelagringssynpunkt.

Tekniken innebär att man bereder sig tillträde till bergrummens botten via en nedfartstunnel från markytan. Från mindre tunnlar nederst i de blivande rummen borrar och sprängs hål riktade solfjädersformigt uppåt, Figur 6. Tunnelsektionen utvidgas härvid uppåt till full bergrumsbredd.

Vid ovandelen av rummen drivs ett galleri med full rumsbredd och därunder en liggarpall. Dessa massor lastas ut genom nedfartstunneln. Taket förstärks om så erfordras på samma sätt som vid ett konventionellt bergrum.

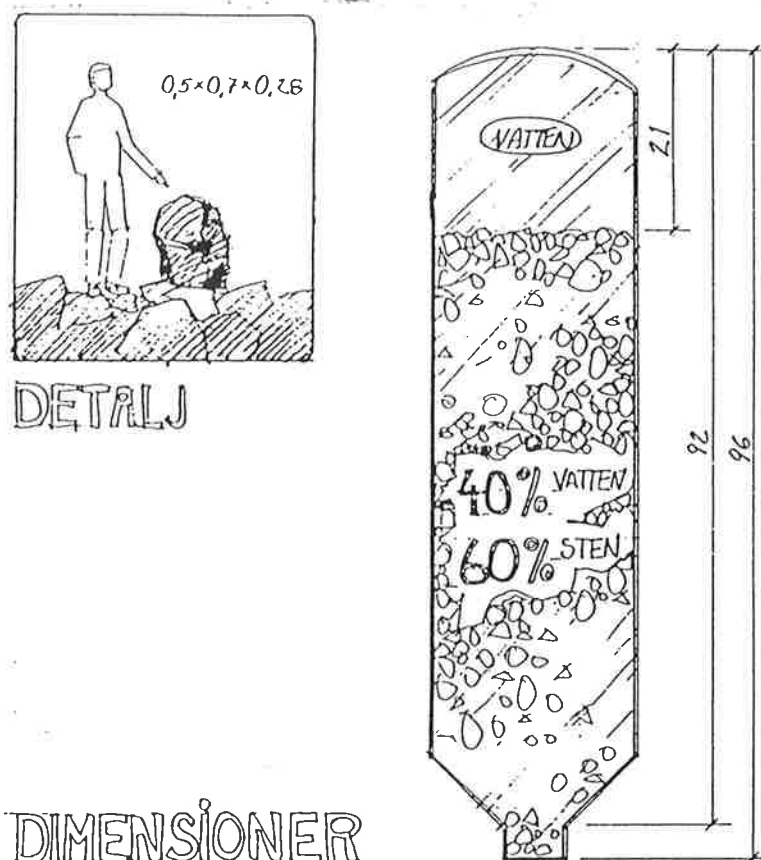
Från botten av liggarpallen borrar långa grovhål (t.ex. Ø 165 mm, längd 80 m) till kontakt med den utsprängda solfjädern nederst i rummen. Endast så mycket av sprängstenen lastas ut efter grovhålssprängningen, att de översta ca 20 m av rummet förblir tomt. Ett exempel på tvärsektion av rummet visas i Figur 7.

För att åstadkomma ett så kompakt (kubiskt) lager som möjligt, kan flera rum läggas parallellt i berget. Kostnaden för lagret kan anges till ca 45 kr/m³. Lagringsmedium är här vatten och berg och lagringskapaciteten beror på porositeten. Som ett normalvärde kan anges 0.85 kWh/m³, °C. Den specifika



Figur 6. Teknik för sprängning av blockfyllda bergrum.

Figure 6. Excavation technique for block-filled caverns.



Figur 7. Exempel på tvärsektion för blockfyllt bergrum.

Figure 7. Example of cross-section of block-filled cavern.

lagerkostnaden vid en grads temperatursprång blir teoretiskt

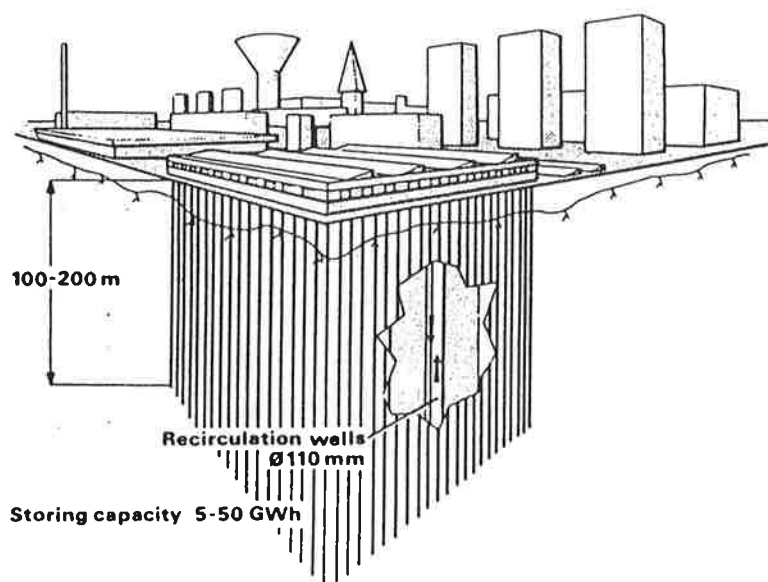
$$\frac{45}{0.85} \text{ Kr/kWh}$$

och vid t.ex. 50°C temperatursprång ca 1.1 kr/kWh.

Som fortsättningsvis skall diskuteras, blir i verkligheten kostnaden högre genom yttre och inre värmeförluster i lagret. Genom förläggning under grundvattenytan kan övertryck tolereras i bergrummen.

Borrhålslager

Ett borrhålslager består av en serie parallella grovhål ($\emptyset = 100\text{-}150 \text{ mm}$) borrhade med sänkhammarborr till 100-150 m djup i berget, Figur 8. Borrhålslagrets funktion bygger helt på värmeledning i berget. Det är således värmetrögt jämfört med vattenbaserade lager i bergrum. Lagertypen är därför mest lämplig för längre lagringscykler, typ säsongslagring. En viss anpassning till kortare lagringscykler kan dock göras med tätare borrhålsplacering.



Figur 8. Borrhålslager. Efter (3)

Figure 8. Drillhole storage. After (3)

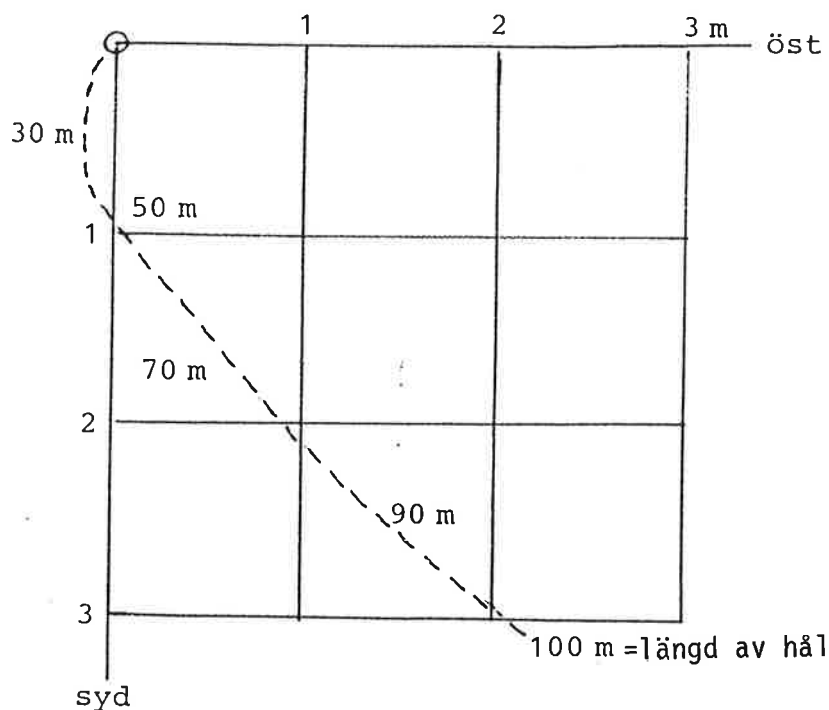
Lagerfunktionen bygger på värmeväxling mellan cirkulerande vatten och borrhålsvägg. I princip förekommer tre system (3),

- o slutna (hålet ev. ingjutet med betong)
- o öppna, röruttag
- o öppna, fri avrinning

av vilka det sista förutsätter att borrhålen utgår från en vattenfylld tunnel eller grop.

Temperaturområdet brukar begränsas uppåt till 100°C eftersom högre temperaturer kräver tryckavtätning eller igengjutning av hålen, stort förläggningsdjup för att balansera ångtrycket samt omöjliggör användandet av billiga plastmaterial för rörinstallationer.

Vid djupa borrhålslager (över 100 m), som eftersträvas ur förlustsynvinkel, kan hålavvikelserna bli betydande med normal sänkhammarbörning. Visserligen kan man med precisionsmetoder borra i det närmaste raka hål, men borrhålskostnaderna ökar då samtidigt. Figur 9 visar uppmätt avvikelse i ett sänkborrhål till 100 m djup, som borrats optimalt med hänsyn till kostnaderna (3). Individuella borrhålsavvikelser av denna storleksordning påverkar givetvis lagrets funktion.



Figur 9. Uppmätta avvikelser i borrhål utfört med sänkhammare (Älvkarleby). Efter (3)

Figure 9. Recorded deviations from vertical line in a DTH drillhole to 100 m depth. After (3)

Då borrhningskostnaderna ligger vid ca 100 kr/m och rördragning i hålet vid omkring 60 kr/m blir kostnaderna för ett stort borrhålslager med hål c/c 3,5 m

$$\frac{160}{3,5^2} = 13 \text{ kr/m}^3$$

Med rörinstallationer torde denna siffra öka till 20 kr/m³. Värmekapaciteten för berg visades i Figur 3(a). Härur framgår, att den specifika lagerkostnaden vid en grads temperatursprång teoretiskt blir ca

$$\frac{20}{0,57} \text{ kr/kWh}$$

och vid t.ex. 50°C temperatursprång 0.7 kr/kWh.

Det skall påpekas att vi här talar om temperatursprång i berget och ej i det in- och utpumpade vattnet som i fallet bergrumslagring. Vidare är inre och yttre förluster ej medräknade.

Vi skall nu närmare studera värmetekniska prestanda för de tre lagertyperna.

Prestanda för de tre lagertyperna

Tidigare har nämnts att de båda bergrumsalternativen erbjuder möjlighet till kombinerad korttids- och säsongslagring av värme, medan ett rent borrhålslager inte kan användas för korttidslagring. En speciell tillämpning av värmelager i bergrum vid samtidigt spillvärmeutnyttjande och värmepump på ytvatten (avloppsvatten, sjövattnet) skall här nämnas. Om det finns god tillgång på billig spillvärme sommartid kan det vara ekonomiskt motiverat att sänka temperaturen vid urladdning av bergrumslagret genom att under vintermånaderna blanda lagervatten med ingående vatten till värmepumpens förångare.

De värmetekniska karaktäristika som i fortsättningen skall diskuteras för de tre lagertyperna är värmeförluster, d.v.s. utläckning av energi till omgivande berg samt kvalitetsförluster, eller skillnaden i temperatur mellan vattnet vid inlagring och urladdning av lagret.

Värmeförluster

Medan blockfyllda bergrumslager och borrhålslager med hänsyn till värmeförluster kan ges en gynnsam, "kubisk" form, är detta betydligt svårare med öppna bergrum av tunneltyp. Borrhålslagrens läge nära markytan leder till större värmeläckage uppåt, jämfört med bergrumsalternativen.

Beräkningar visar att de årliga utläkningsförlusterna i medeltal för den första tioårsperioden i stora värmelager är

öppna bergrum	15%
---------------	-----

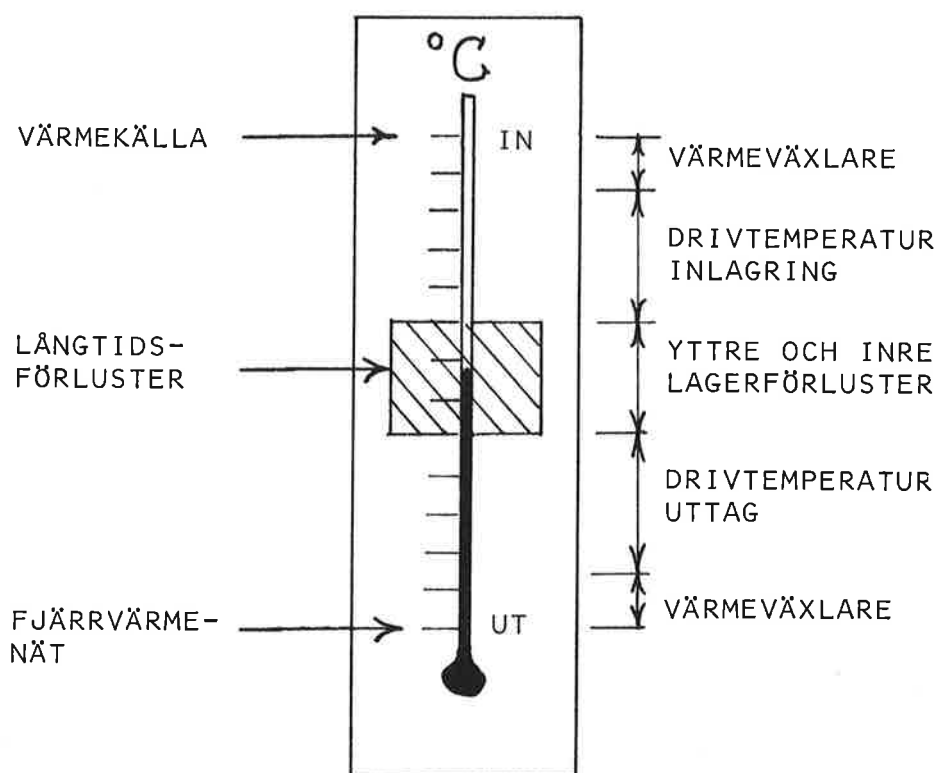
blockfyllda bergrum	10%
borrhålslager	15%

Kvalitetsförluster

Tidigare har diskuterats den negativa inverkan en temperatur-sänkning kan ha på värmelagrets förmåga att avlasta andra försörjningsalternativ i fjärrvärmesystemet.

Det skall dock påpekas att om den urladdade energin utnyttjas på returledningen i ett fjärrvärmenät, med olje- eller fastbränsleeldade pannor för eftervärmning, så kommer bränslebesparingen inte att påverkas av temperaturnivån på urladdningsenergin. I andra fall, exempelvis vid eftervärmning med värmepump, kommer temperaturnivån däremot att påverka uppvärmningskostnaderna.

Ekonomiska och driftstekniska bedömningar av värdet av kvalitetsförluster ligger utanför ämnet för denna artikel. Här skall endast göras ett försök till kvantifiering av exergiförluster för de tre systemen. Det kan vara lämpligt att först nämna var värmeförluster förekommer i fjärrvärmesystem i allmänhet och i värmelager i synnerhet. Detta beskrivs av Figur 10.



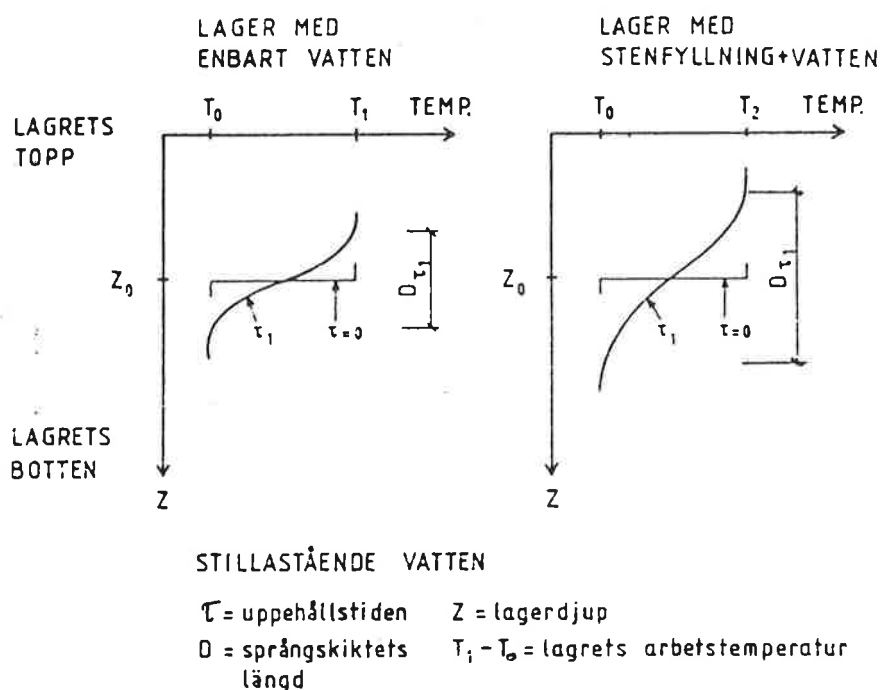
Figur 10. "Förlusttermometer" för värmelager

Figure 10. Heat-loss "thermometer" for thermal storage.

Den principiella skillnaden mellan vattenbaserade lager och borrhålslager är att de senare kräver temperatursprång, "drivtemperaturer", för att in- och utlagring skall vara möjlig. De arbetar alltså med inre exergiförluster, medan sådana förluster i bergrumsfallen begränsas till sammanblandning av varmt och kallt vatten i lagret.

Skiljeytan mellan kallt och varmt vatten i bergrum visas av Figur 11. Det framgår att en betydligt mer diffus övergångszon, "språngskikt", uppträder vid blockfyllda lager, vilket reducerar volymen "fullvärdigt" värme. Typiska värden på språngskiktet efter 100 dagars lagringstid kan vara ca 5 m för ett öppet berggrum och ca 13 m för ett blockfyllt lager. Eftersom ett öppet berggrum kan vara drygt 25 m högt och ett blockfyllt drygt 80 m, innebär detta att minst 85% av lagret kan tömmas vid en temperatur nära inlagringstemperaturen, d.v.s. vid en exergiverkningsgrad nära 100%.

För borrhålslager är kvalitetsförlusterna av en helt annan storleksordning. För rimliga hålavstånd torde temperaturförlusterna genom enbart drivtemperaturer kunna uppgå till 30°C. Därtill kommer exergiförluster genom temperaturutjämnning i berget. Totala exergiverkningsgraden kan komma att ligga neremot 50%.



Figur 11. Övergångsskikt mellan varmt och kallt vatten i öppna och blockfyllda bergrumslager.

Figure 11. Transition zone between hot and cold water in open and block-filled storage caverns.

Jämförande analys

En sammanfattning av det som sagts skall här göras i form av en jämförelse mellan lagerutrymme i en konkret situation. Vi antar att det finns ett ca 75 GWh överskott av värme vid 105°C sommartid, som kan lagras in. Vintertid kan lagret användas för påvärmning av ett 55°C returvattnet i ett fjärrvärmesystem.

Ett bergrumslager har värmekapaciteten 1,2 kWh/m³, °C och kan genom skiktningen utnyttjas endast till ca 85%. Den praktiska lagringskapaciteten för lagret blir i detta fall

$$1,2 \cdot 50 \cdot 0,85 = 51 \text{ kWh/m}^3$$

$$\text{Bergrummets volym bör vara } \frac{75 \cdot 10^6}{51} = 1,5 \text{ Mm}^3$$

Kostnaden härför ligger vid 150 MSEK.

De årliga lagerförlusterna kan beräknas till ca 11 GWh motsvarande en temperatursänkning från 100°C till ca 93 å 95°C hos lagervattnet. Av resterande 64 GWh kommer ca 9 GWh i skiktzonen.

Fjärrvärmenätet kan alltså via lagret påvärmas till ca 90°C med en energimängd om ca 55 GWh. Det är inte otänkbart att lagret ensamt kan försörja framledningen under inkopplingstiden. Det kan också ha den dubbla funktionen som säsong- och korttidslager för spetsutjämning m.m.

Ett blockfyllt bergrumslager har lägre värmekapacitet, ca 0,85 kWh/m³, °C. Den mer omfattande skiktningen kompenseras av att rumshöjden är så mycket större. Den praktiska lagringskapaciteten blir i detta fall

$$0,85 \cdot 50 \cdot 0,85 = 36 \text{ kWh/m}^3$$

$$\text{Bergrummens volym bör vara } \frac{75 \cdot 10^6}{36} = 2,0 \text{ Mm}^3$$

Kostnaden för anläggningen ligger vid ca 90 MSEK.

De årliga lagerförlusterna kan begränsas till ca 8 GWh, motsvarande en temperatursänkning från 100°C till 95 å 97°C.

Aven här kan fjärrvärmenätet påvärmas till så hög temperatur (ca 90°C) att lagret kan ersätta andra försörjningsalternativ för t.ex. spetslastutjämning. Energimängden som återfås från lagret ligger vid 57 GWh 90°C vatten och ca 10 GWh vid lägre temperatur.

Den dominerande delen av värmets återfås vid de vattenbaserade lagren således vid hög temperatur, d.v.s. exergiverkningsgraden är hög. Vid borrhålslager är situationen annorlunda, vilket försvårar jämförelser. Data har här hämtats från ett borrhålslager som projekterats för de aktuella förutsättningarna (4). Lagret laddas genom att det 105°C vattnet växlas till högsta tillåtna 95°C för inlagring. Vid urladdning höjs returvattemperaturen endast blygsamt, exempelvis från 55°C till 60°C, genom värmeväxling mot berget. Exergiverkningsgraden är 58%(2).

Borrhålslagret får en volym om ca 2,7 Mm³, vilket motsvarar en kostnad på ca 54 MSEK. Ca 62 GWh återfås av den inlagrade energin, som levererades vid 105°C. Värmen returneras dock med betydligt lägre kvalitet, kanske vid så låga temperaturer som 60°C. Som tidigare diskuterats är möjligheterna att ersätta andra försörjningsalternativ mer begränsade än vid bergrumslagring i detta exempel.

För överskådlighetens skull visas resultaten av jämförelsen i tabellform nedan.

Lagertyp	Volym 10 ⁶ m ³	Kostnad MSEK	Levererat värme till fjärrvärmenät efter lagring GWh			Korttids- uttag (o. inlagr.)
			vid 60 ⁰	60 ⁰ -90 ⁰	vid 90 ⁰	
Öppet berg- bergrum	1,5	150	0	9	55 ¹⁾	Möjligt
Blockfyllt bergrum	2,0	90	0	10	57 ¹⁾	Möjligt
Borrhåls- lager	2,7	54	62	0	0	Ej möjligt

Tabell 1. Jämförelse mellan lagringsalternativ i berg för 75 GWh värme vid 105°C. Returledningstemperatur 55°C.

¹⁾ Möjlighet till direkt värmewäxling mot framledning

Referenser

- (1) Lindblom, U., 1983, The role of thermal storage in the introduction of novel heat sources in heating systems. Proceedings, Int. Conf. on Subsurface Heat Storage in Theory and Practice. Stockholm.
- (2) Rosenblad, G., 1983, Synpunkter på högttemperaturlager i allmänhet och sådana för Energiverken i Göteborg i synnerhet. BFR, Expertseminarium för högttemperaturlagring 1-2 december 1982. BFR-Rapport, Stockholm.
- (3) Andersson, S., 1983, Borrhålslager. BFR, Expertseminarium för högttemperaturlagring 1-2 december 1982. BFR-Rapport, Stockholm.
- (4) Ingre, P., Lagringsstudie Göteborg - Borrhålslager. BFR, Expertseminarium för högttemperaturlagring 1-2 december 1982, BFR-Rapport, Stockholm.

SUMMARY

The reason for storing thermal energy could be threefold: (i) to utilize inexpensive heat sources on a seasonal time basis, (ii) to meet peak heating demands without expensive fuel burning, and (iii) to save waste heat with very irregular delivery patterns. Items (ii) and (iii) require the ability of the storage to operate at a high thermal power.

For district heating systems, heat storages become large and underground storage in rock has been suggested as the most favorable storage option. Storage sizes of the order of a million cubic metres or more will reduce heat losses to acceptable levels. Of more concern would be the loss of heat quality (exergy) by mixture of heat and cold within the storage.

In the paper, three storage options are compared in terms of costs and thermal performance: open rock caverns, block-filled rock caverns and drillhole storage. Construction costs, related to seasonal storage capacity, for these options were found to be 1.7, 1.1 and 0.7 SEK/kWh, respectively, assuming a temperature span of 50°C. Thus, the drillhole concept is clearly the least expensive.

However, in the cavern storage concepts, most of the stored heat is delivered at an only slightly reduced temperature, as compared to charging temperatures. In other terms, heat quality (exergy) is greatly conserved. A drillhole storage, in contrast, will deliver the stored heat at a much lower temperature level. This reduces the ability of this type of storage to replace other heating sources in the system. Another disadvantage is the low thermal power possible for a drillhole storage, which makes them less suitable for short-term use.

In conclusion, comparatively expensive, water-based storages in rock caverns could play a significantly more important role in a district heating system than an inexpensive drillhole storage which could merely be used to pre-heat return-line water with a few degrees. The actual requirement will determine which storage option to select.

BERGMEKANISKA ERFARENHETER FRÅN AVESTALAGRETS INITIALUPPVÄRMNING

Rock mechanical experiences from the initial heating phase of the Avesta hot water storage

Docent Göran Rehbinder
Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm

1. Inledning

I det så kallade Avestaprojektet studeras en mängd fenomen, vilka påverkar möjligheterna och riskerna med att säsongslagra hetvatten i oinklädda bergrum. En allmän beskrivning av projektet framgår av ref [1]. Ett av problemområdena är de deformationer som berget utsätts för till följd av vattnets varierande temperatur. Dels är maximala temperaturen hög, $\sim 115^{\circ}\text{C}$, dels varierar temperaturen cykliskt, vilket leder till en pulserande belastning. Avsikten med de deformationsmätningar som äger rum är huvudsakligen att övervaka att den varierande temperaturen inte orsakar ackumulerade kvarvarande deformationer som kan äventyra själva lagrets stabilitet. När detta skrives (januari 1983) har en begränsad mängd data blivit tillgänglig och dessa presenteras nedan.

2. Installation av mätare

Runt hetvattenlagret finns ett antal hål borrade i berget, i vilka deformationerna mäts. Alla deformationer mäts i hålens riktning och den utrustning som valts är den s k SLIDING MICROMETER. Hur denna anordning fungerar och varför den valts redovisas i ref [2].

Ett spørsmål av särskild vikt är att bedöma vad som är en "stor" temperaturinducerad deformation. Det är uppenbart att de temperaturinducerade deformationerna måste jämföras med någon annan välbekant och i sammanhanget relevant deformation, förslagsvis den som uppstår till följd av själva utsprängningen. Av detta skäl borrades och instrumenterades mäthål från markytan mot bergrummets tak innan utsprängningen ägde rum. På detta sätt kunde deformationerna i bergmassan ovan bergrummet följas under utsprängningsfasen. Deformationerna i berget vid sidan om lagret mäts i borrhål från forskningstunneln som går parallellt med lagret. Eftersom denna tunnel sprängdes i samband med själva rummet, finns inga mått på hur mycket berget vid sidan om lagret deformerades till följd av själva utsprängningen. Figur 1 visar mäthålens läge.

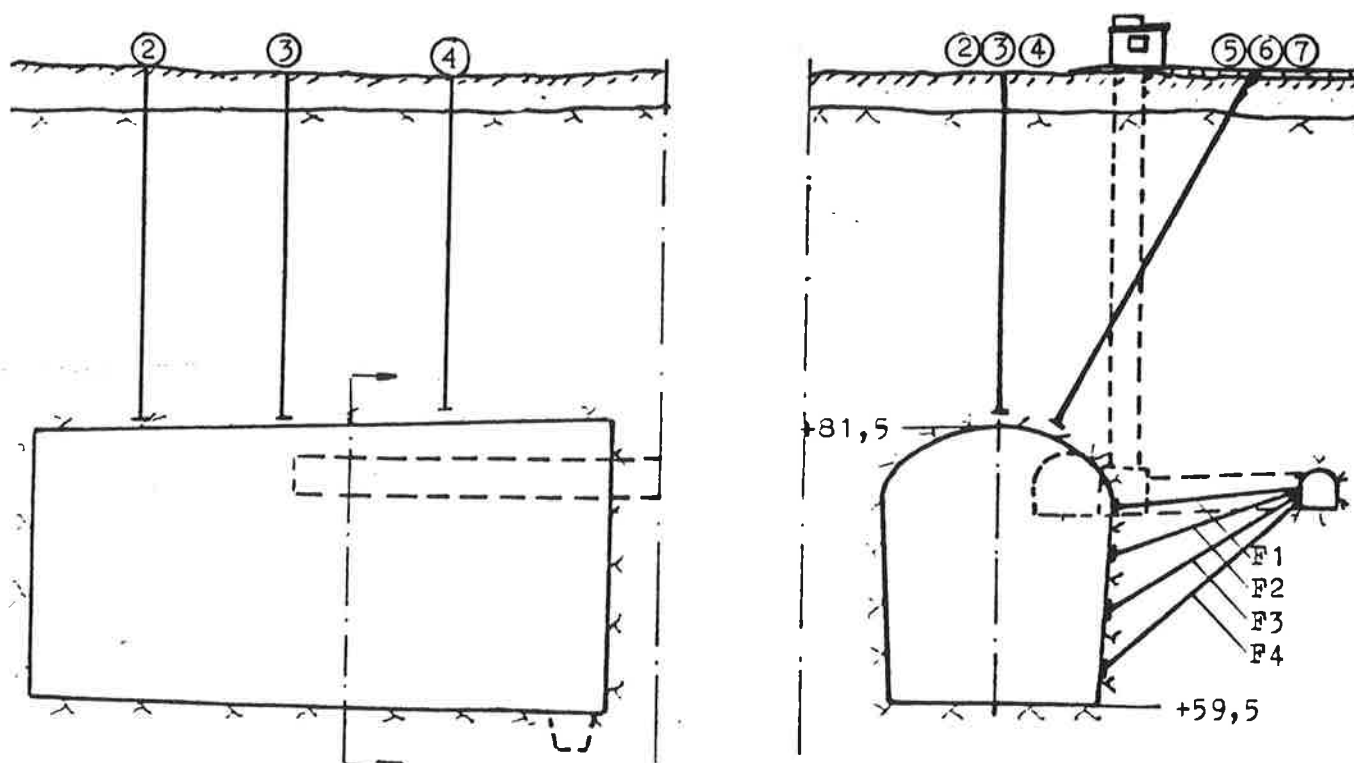


Fig. 1 Deformationsmätthålens placering.
The location of the displacement measurement holes.

3. Resultat

Under perioden april-december 1982 har de två första simulerade solvärmecyklerna genomförts. Medeltemperaturen i vattnet visas i figur nedan.

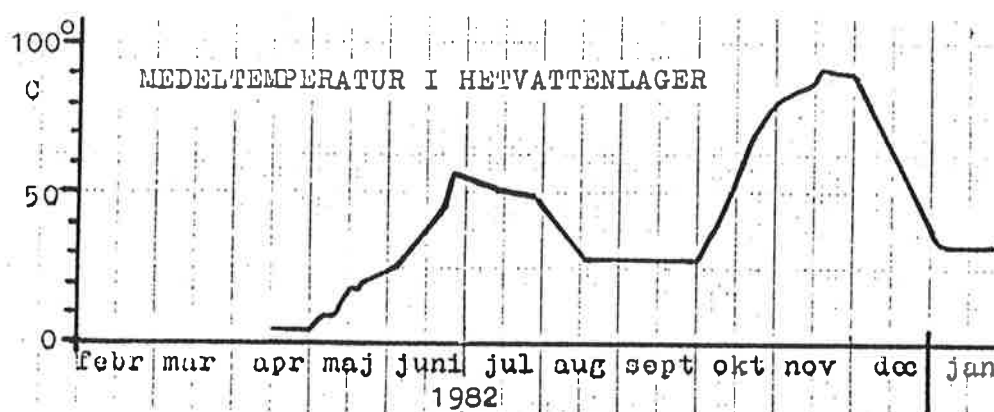


Fig. 2 Vattnets temperatur i lagret under de två första simulerade årscyklerna.
The temperature of the stored water during the two first simulated seasonal periods.

Deformationerna i samtliga hål under dessa två cykler visas i figurerna 3-4 nedan. De första av dessa visar deformationen i mm som funktion av tiden. I varje diagram har ett mindre antal positioner i hålet använts som parameter. De senare av resultatfigurerna visar samma töjningar i hålets hela längd med successiva tidpunkter som parameter.

Resultaten visar att taket höjer sig under det att väggarna trycks ihop. Förklaringen till detta är med största säkerhet att övre delen av bergrummet är betydligt "kraftigare exponerad" för temperaturen eftersom det varma vattnet tillförs uppe under taket utan omblandning. Härvid är vattnets medeltemperatur avsevärt lägre än temperaturen i vattnet omedelbart uppe under hjässan. Så långt resultaten sträcker sig är de temperaturinducerade töjningarna större, dock icke påtagligt, än dem som utsprängningen orsakade.

Ett intressant resultat är det område ovan rummet som inte överför tryck. Detta område visar sig överensstämma med ett parti av berget med hög frekvens flacka sprickor.

4. Slutsatser

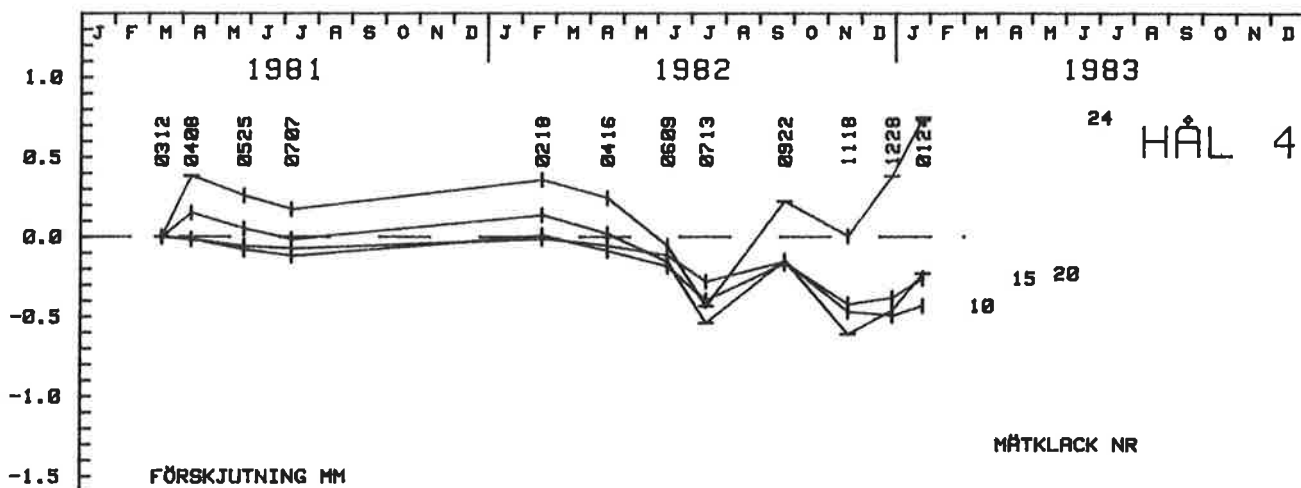
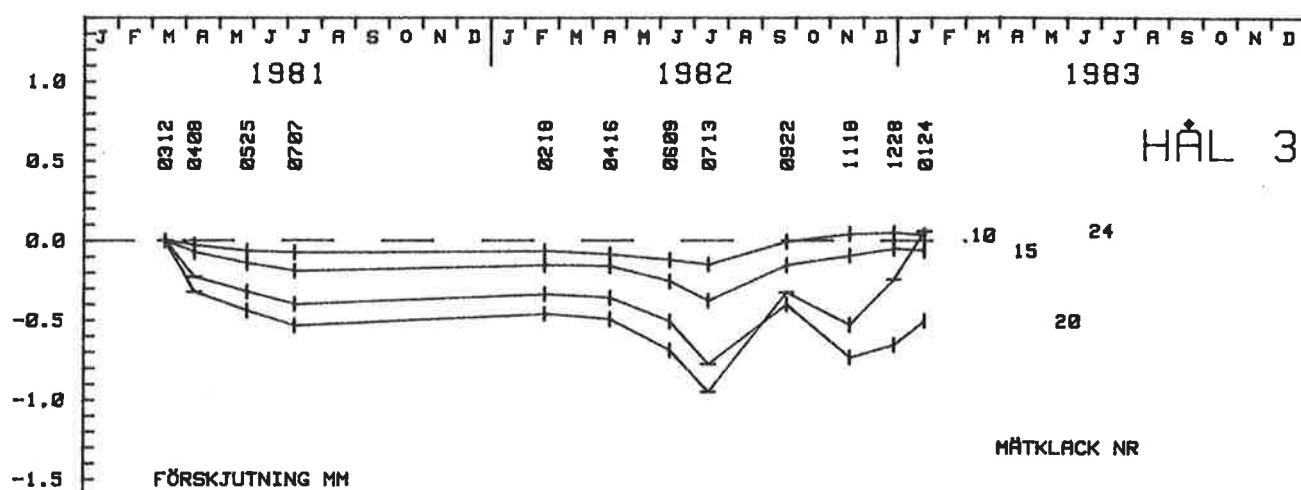
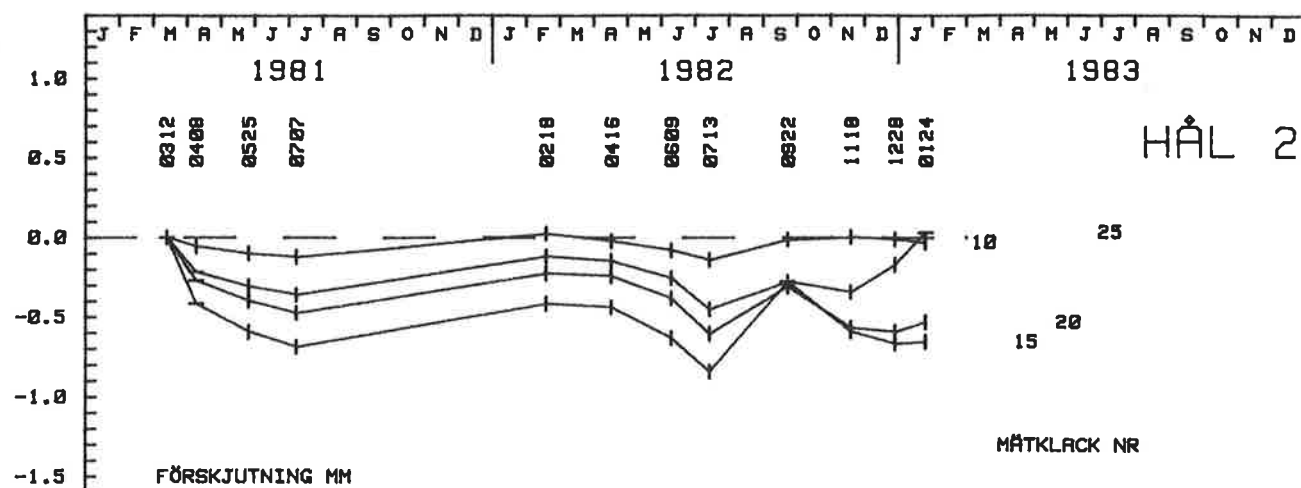
Resultaten hittills erbjuder tyvärr inga möjligheter till slutsatser vad gäller bergets beteende då det utsätts för pulserande temperaturbelastning. Töjningarna hittills får väl betraktas som måttliga och fortsatta mätningar får ge svaret på frågan om de kvarstående deformationerna tenderar att växa.

REFERENSER

- [1] Karlsson, P.O. & Rehbinder, G.: Beskrivning av anläggning och forskningsprogram. Avestaprojektet Rapp. nr 1981:1.
- [2] Rehbinder, G.: Sliding micrometer - ett instrument för deformationsmätning i berg. Bergmekanikdagen 1982 p. 125-129.

SUMMARY

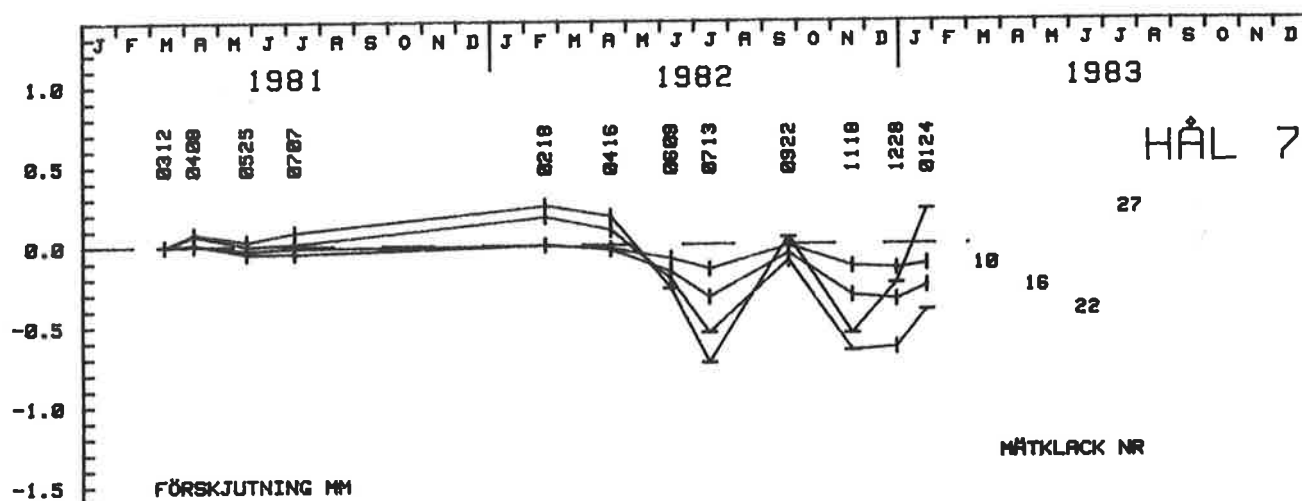
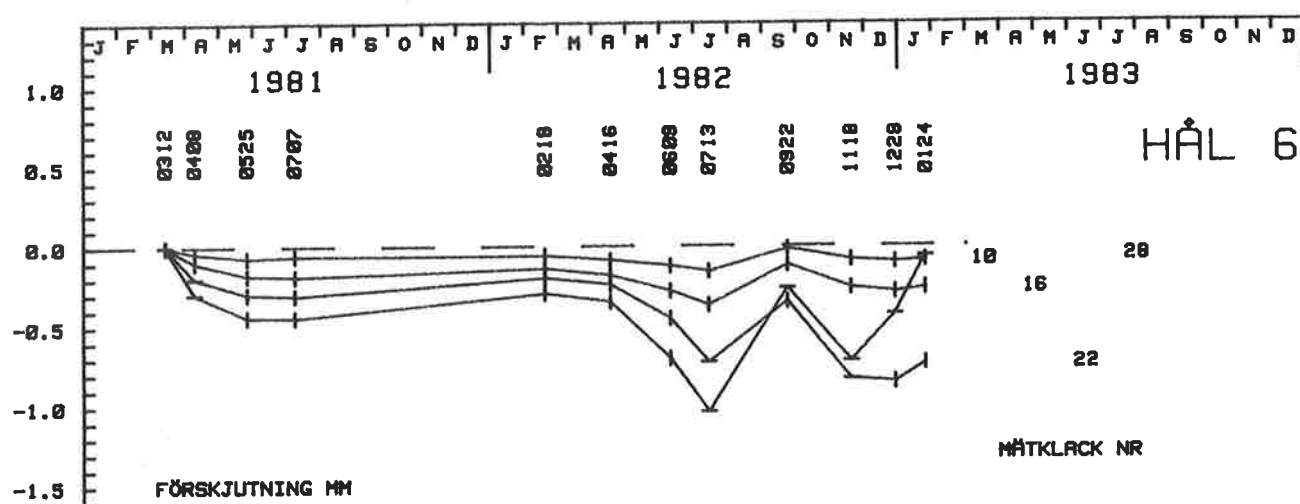
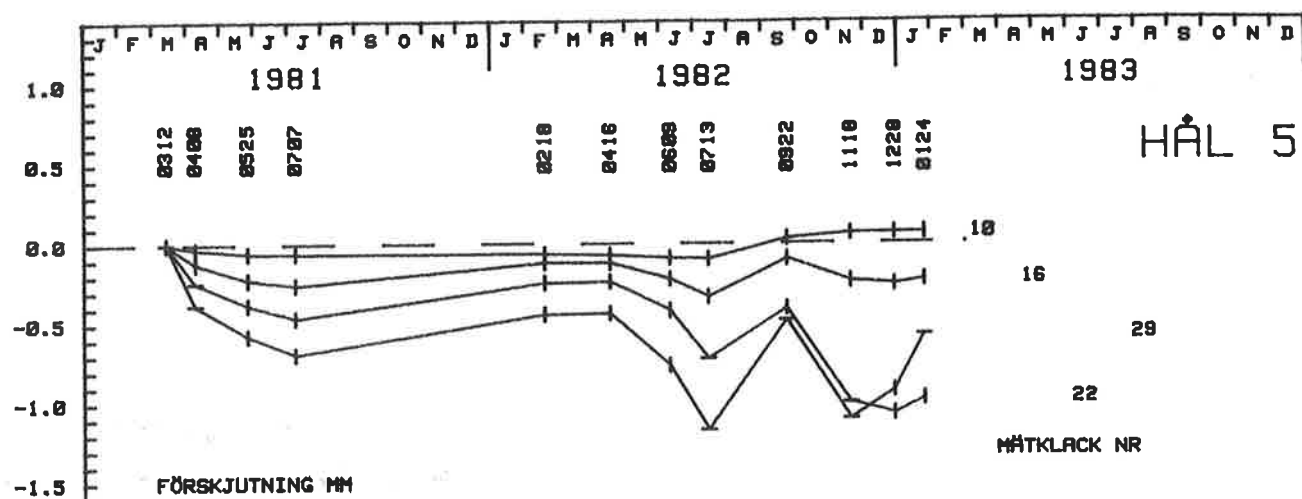
The temperature induced deformations in the rock around the Avesta hot water storage has been measured. During the initial heating where the maximum temperature was 90°C the top of the cavern raised approximately 1 mm whereas the wall was deformed inwards 2 mm. The deformation at the top was about the same as that caused by the very excavation.



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 2, 3 OCH 4.

MÄTNING	1.	010312	UTGÅNGSLÄGE
	2.	0408	TAKORT UTSPRÄNGD
	3.	0525	MELLANPALL UTSPRÄNGD
	4.	0707	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
	5.	020218	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
	6.	0416	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
	7.	0609	VATTENTEMP 29 GRADER
	8.	0713	TEMP 51 GRADER
	9.	0922	28 G
	10.	1118	89 G
	11.	1228	41 G
	12.	030124	32 G

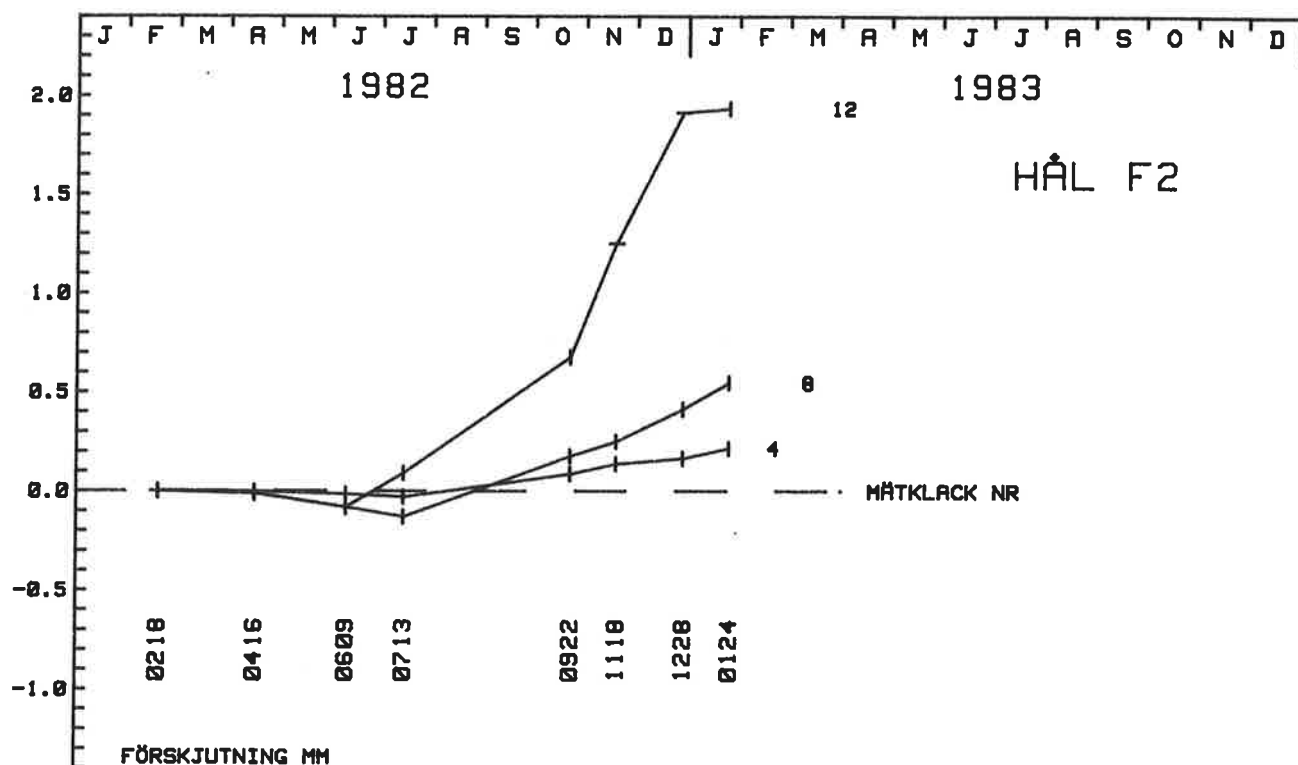
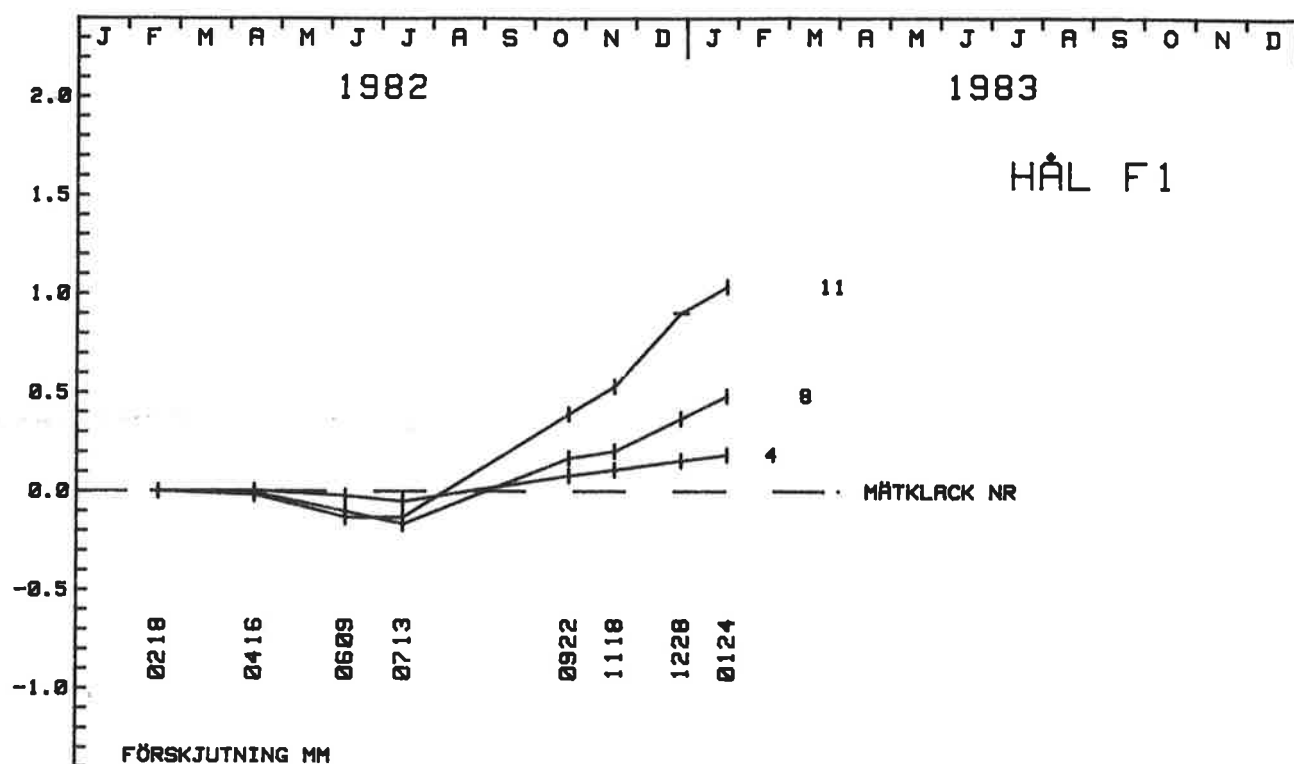
Figur 3



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 5, 6 OCH 7.

MÄTNING	1.	810312	UTGÅNGSLÄGE
	2.	0408	TAKORT UTSPRÄNGD
	3.	0525	MELLANPALL UTSPRÄNGD
	4.	0707	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
	5.	020218	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
	6.	0416	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
	7.	0609	MEDELTEMP 29 GRADER
	8.	0713	51 G
	9.	0922	28 G
	10.	1118	89 G
	11.	1228	41 G
	12.	030124	32 G

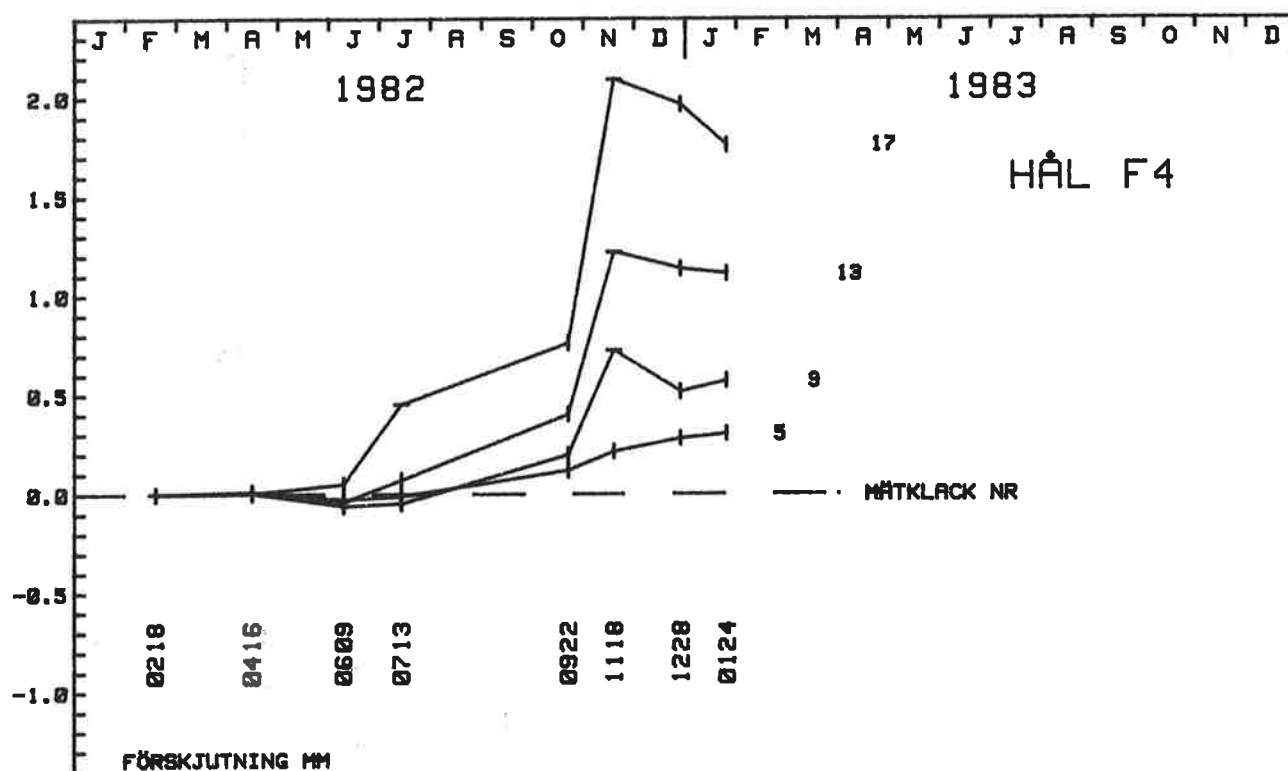
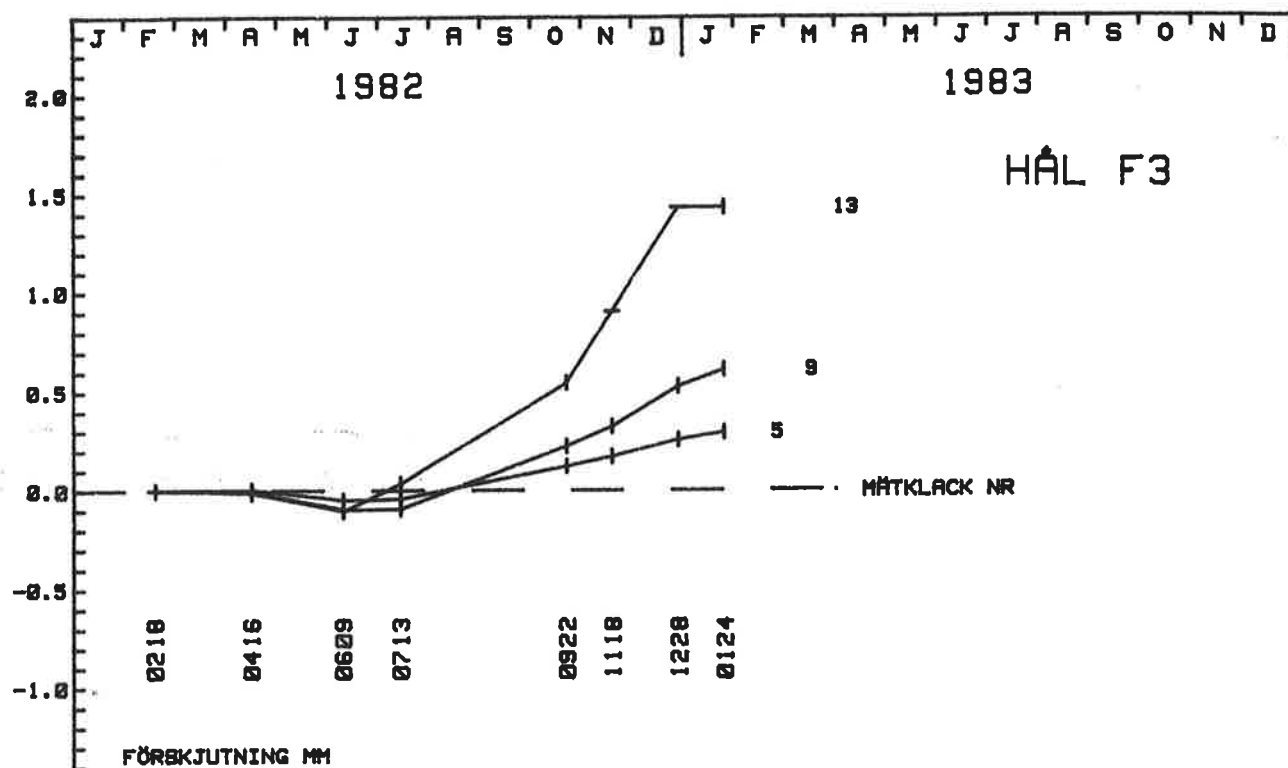
Figur 3 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I FORSKNINGSHÅL 1 OCH 2.

MÄTNING	5.	820218	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT. UTGÅNGSLÄGE.
	6.	0416	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
	7.	0609	MEDELTEMP 29 GRADER
	8.	0713	51 G
	9.	0922	28 G
	10.	1118	89 G
	11.	1228	41 G
	12.	830124	32 G

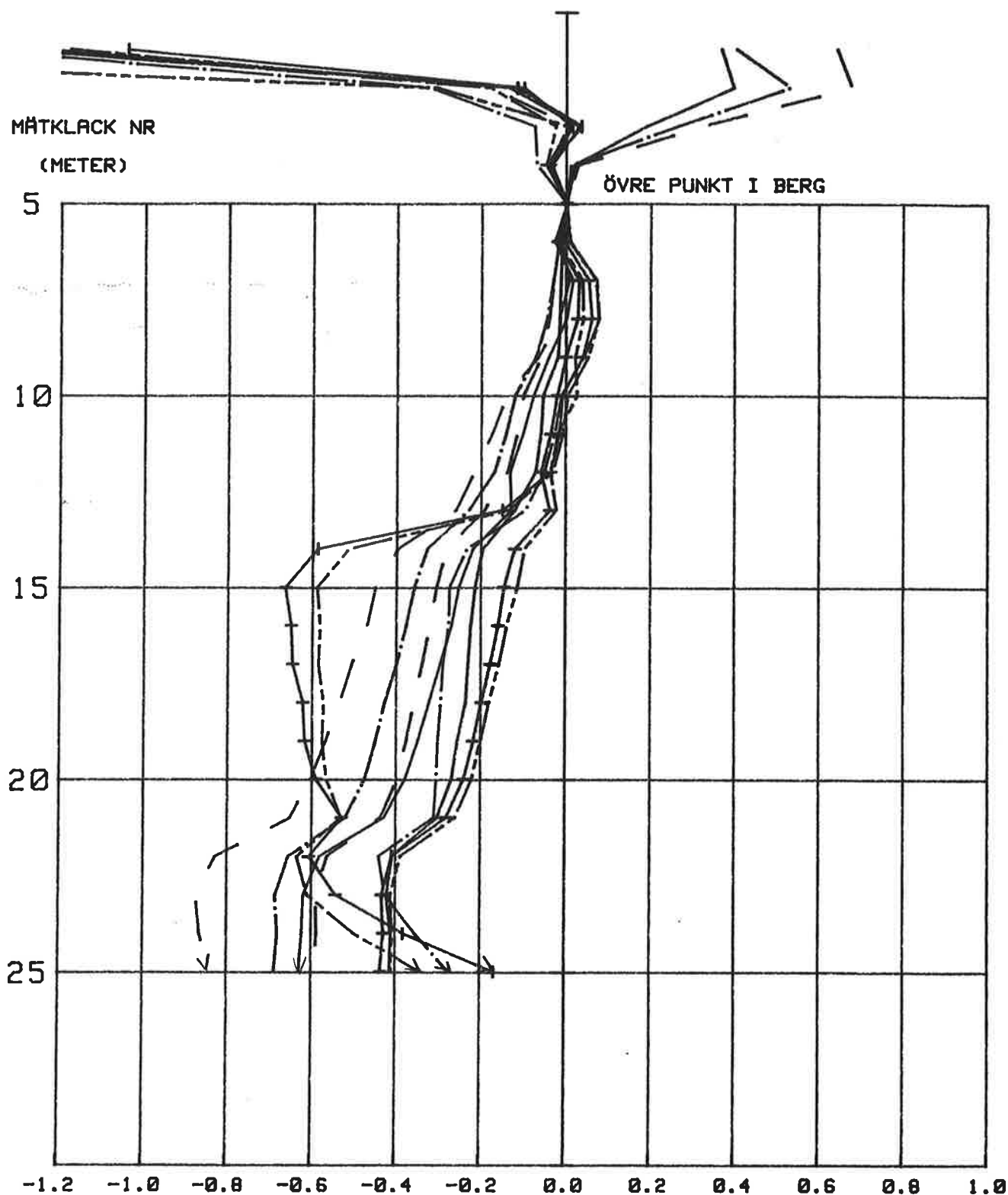
Figur 3 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I FORSKNINGSHÅL 3 OCH 4.

MÄTNING	5. 020218	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT. UTGÅNGSLÄGE.
	6. 0416	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
	7. 0609	MEDELTEMP 29 GRADER
	8. 0713	51 G
	9. 0922	28 G
	10. 1118	89 G
	11. 1228	41 G
	12. 030124	32 G

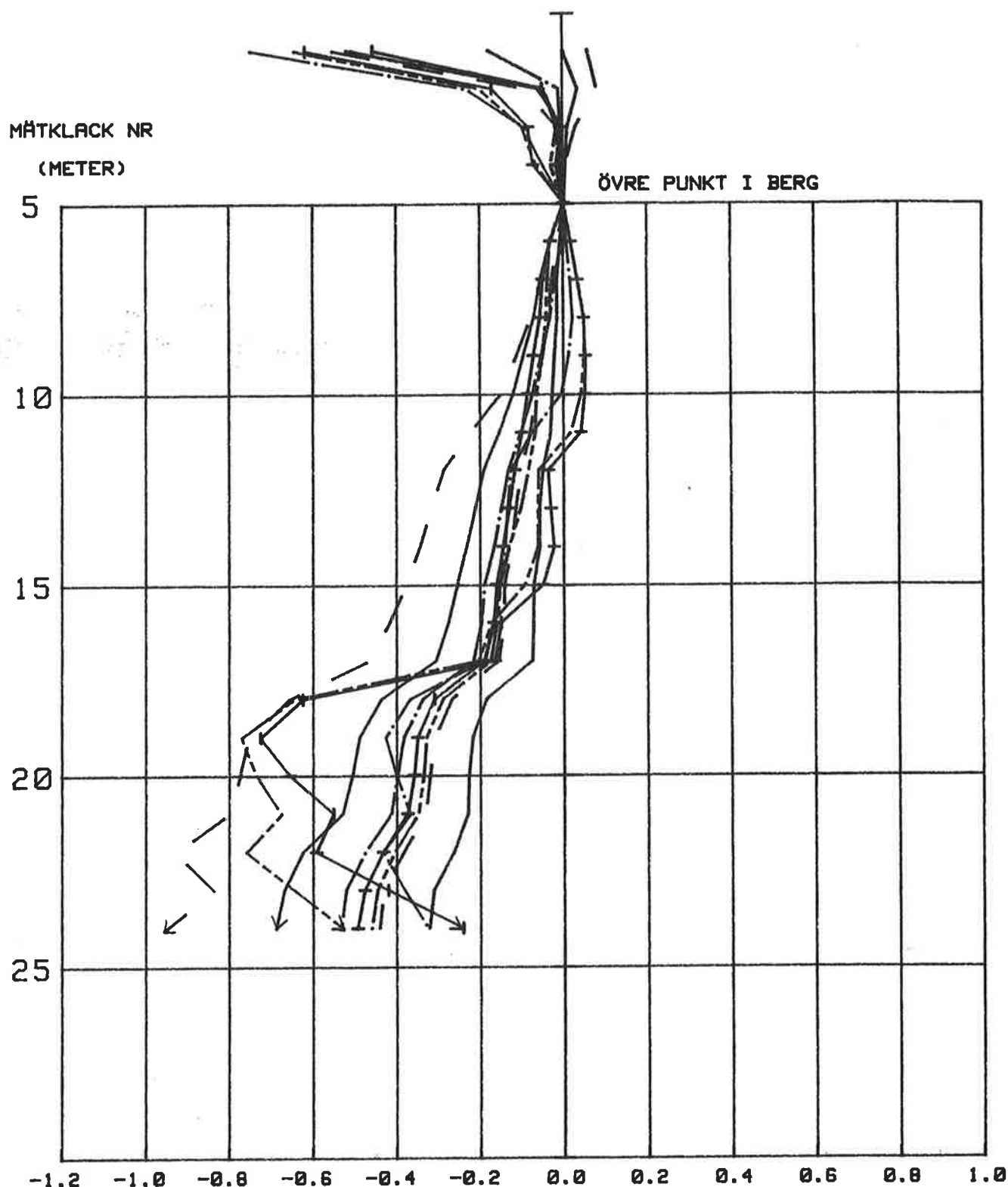
Figur 3 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 2

MÄTNING 2.	810408	—————	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	810525	—————	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	810707	—————	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	820218	—————	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	820416	—————	VATTEN PÅFYLLET, MEDELTEMP 5,5 GRADER
MÄTNING 7.	820609	—————	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	820713	—————	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	820922	—————	MEDELTEMP 28 GRADER
MÄTNING 10.	821118	—————	MEDELTEMP 89 GRADER
MÄTNING 11.	821228	—————	MEDELTEMP 60 GRADER

Figur 4

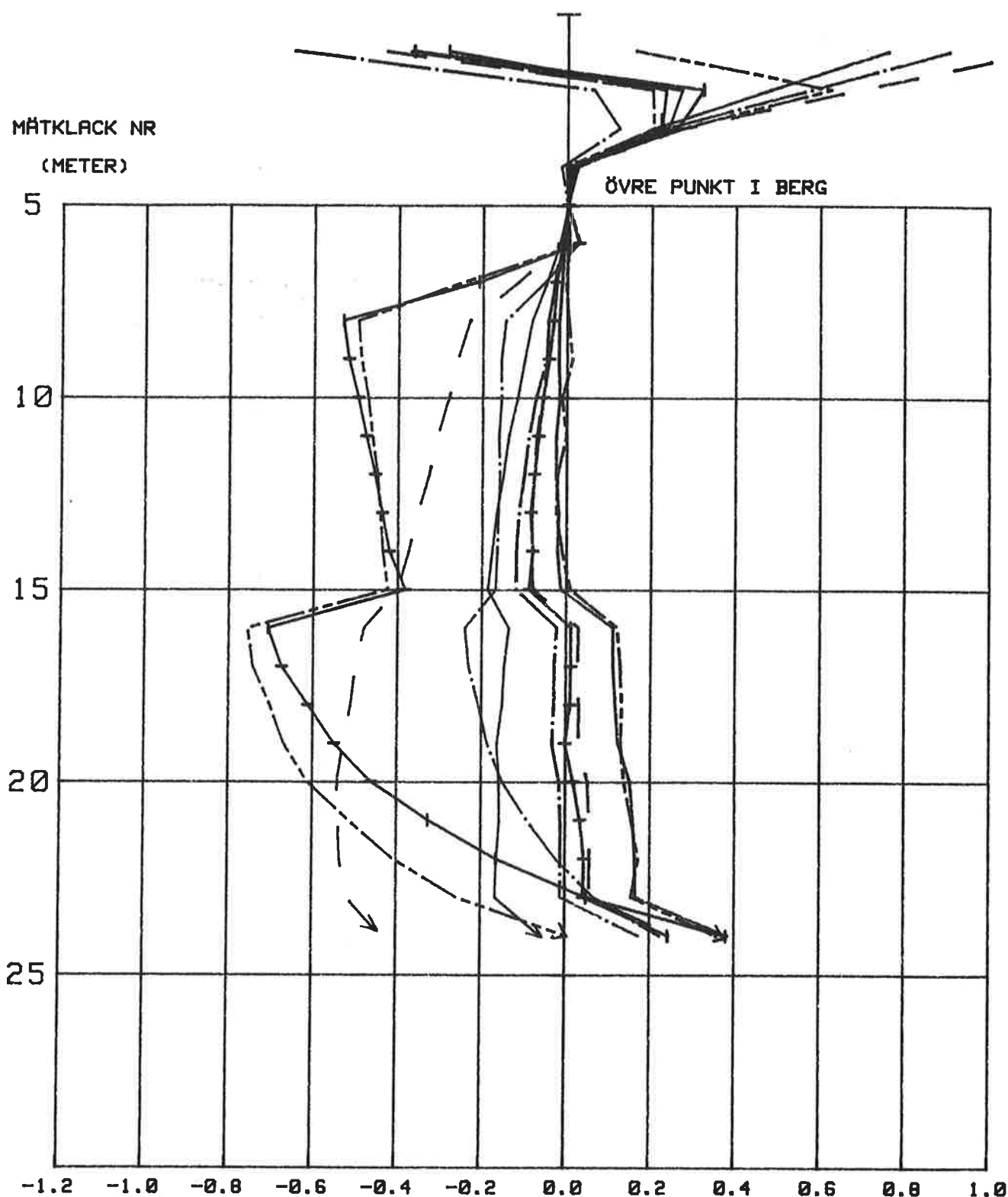


AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 3

FÖRSKJUTNING MM

MÄTNING 2.	010408	—————	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	010525	— — — —	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	010707	—————	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	020210	-----	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	020416	—————	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
MÄTNING 7.	020609	—————→	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	020713	— — — —→	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	020922	—————→	MEDELTEMP 20 GRADER
MÄTNING 10.	021110	-----→	MEDELTEMP 89 GRADER
MÄTNING 11.	021220	—————→	MEDELTEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)



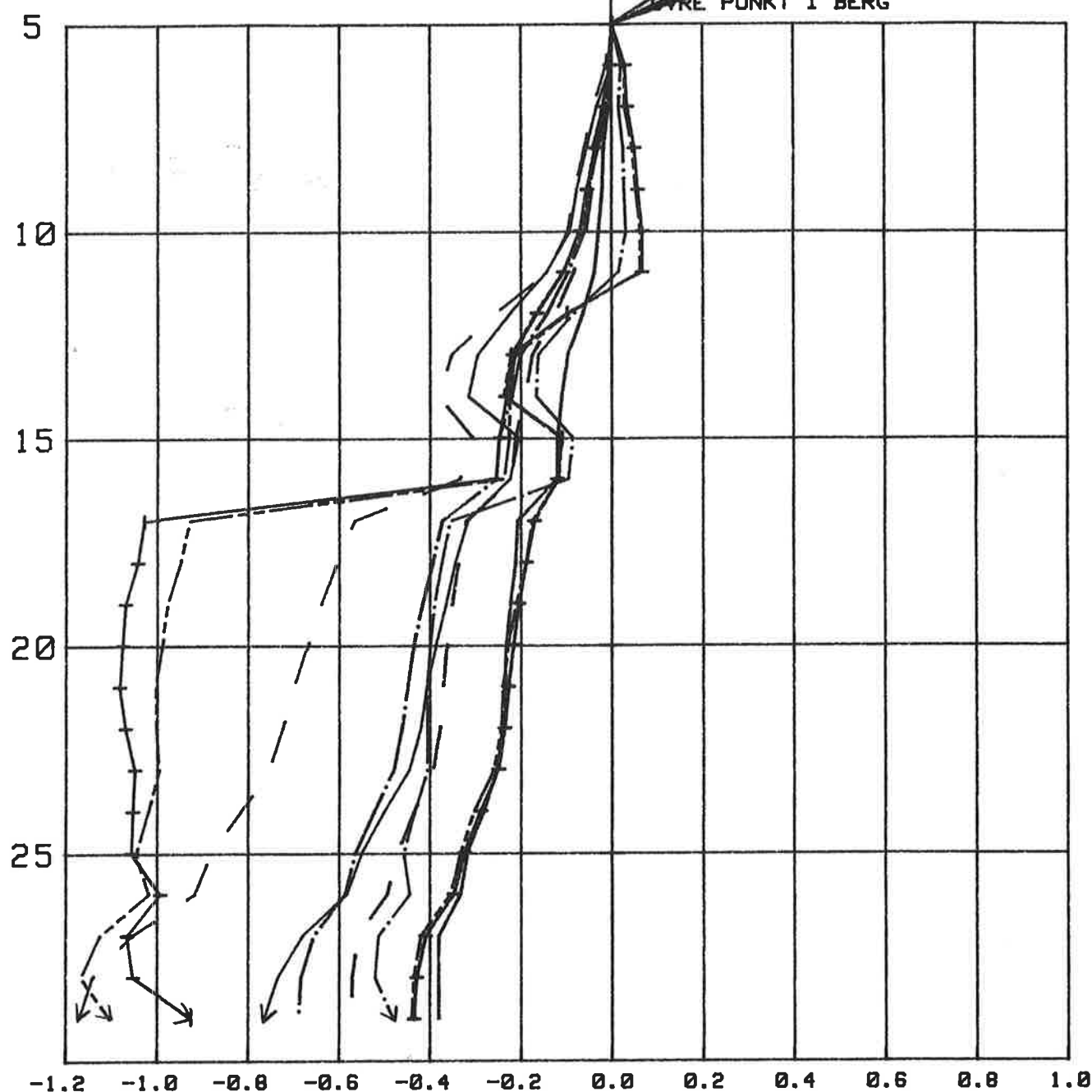
AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 4

FÖRSKJUTNING MM

MÄTNING 2.	010400	—————	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	010525	——— ———	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	010707	—————	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	020210	—————	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	020416	—————	VATTEN PÅFYLLET, MEDELTEMP 3,5 GRADER
MÄTNING 7.	020609	—————→	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	020713	—————→	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	020922	—————→	MEDELTEMP 20 GRADER
MÄTNING 10.	021110	—————→	MEDELTEMP 09 GRADER
MÄTNING 11.	021220	—————→	MEDELTEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)

MÄTKLACK NR
(METER)

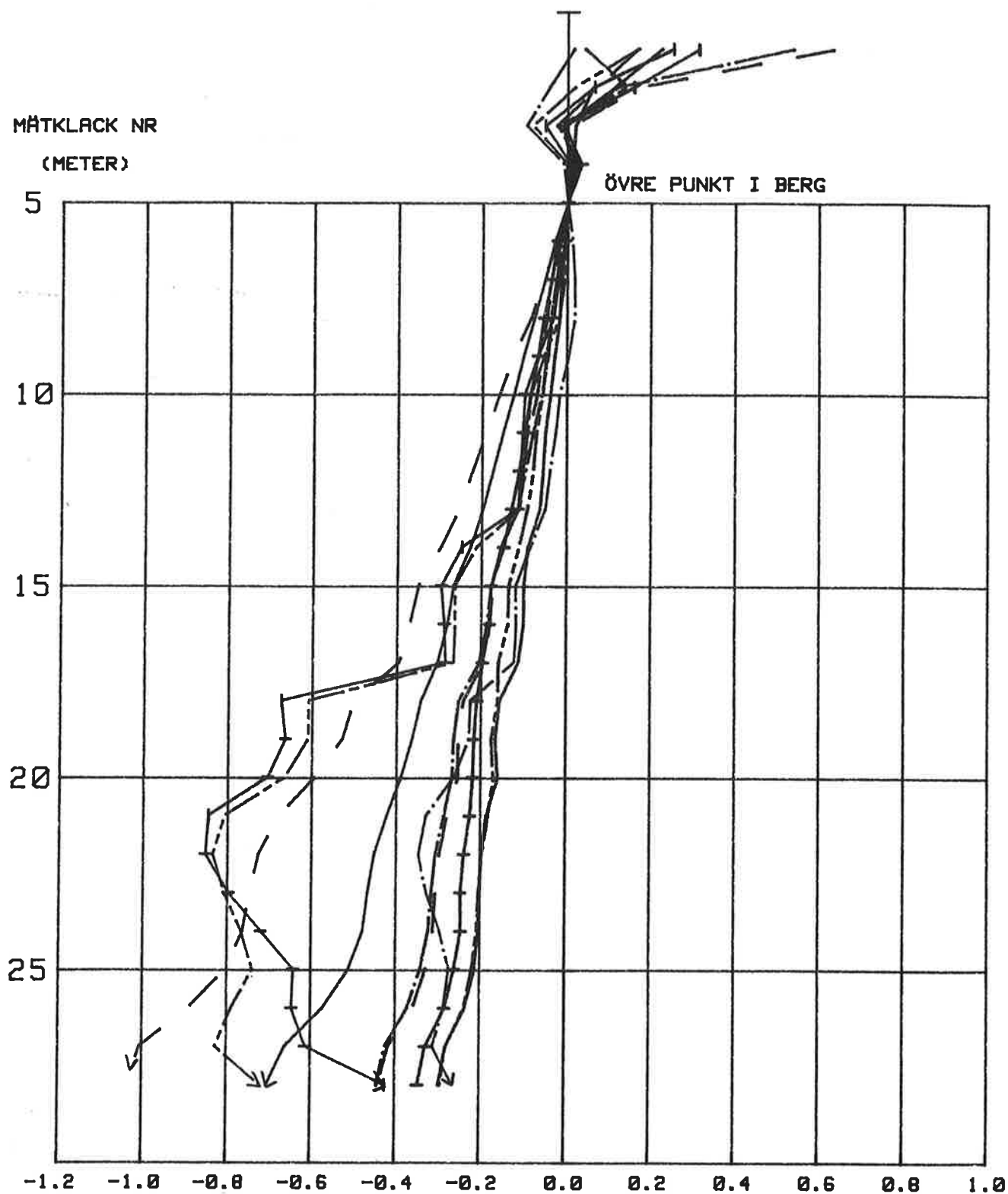


AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 5

FÖRSKJUTNING MM

MÄTNING 2.	010400	—————	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	010525	— — — —	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	010707	— — — —	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	020210	— — — —	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	020416	—————	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
MÄTNING 7.	020609	—————	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	020713	—————	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	020922	—————	MEDELTEMP 20 GRADER
MÄTNING 10.	021118	—————	MEDELTEMP 09 GRADER
MÄTNING 11.	021220	—————	MEDELTEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)

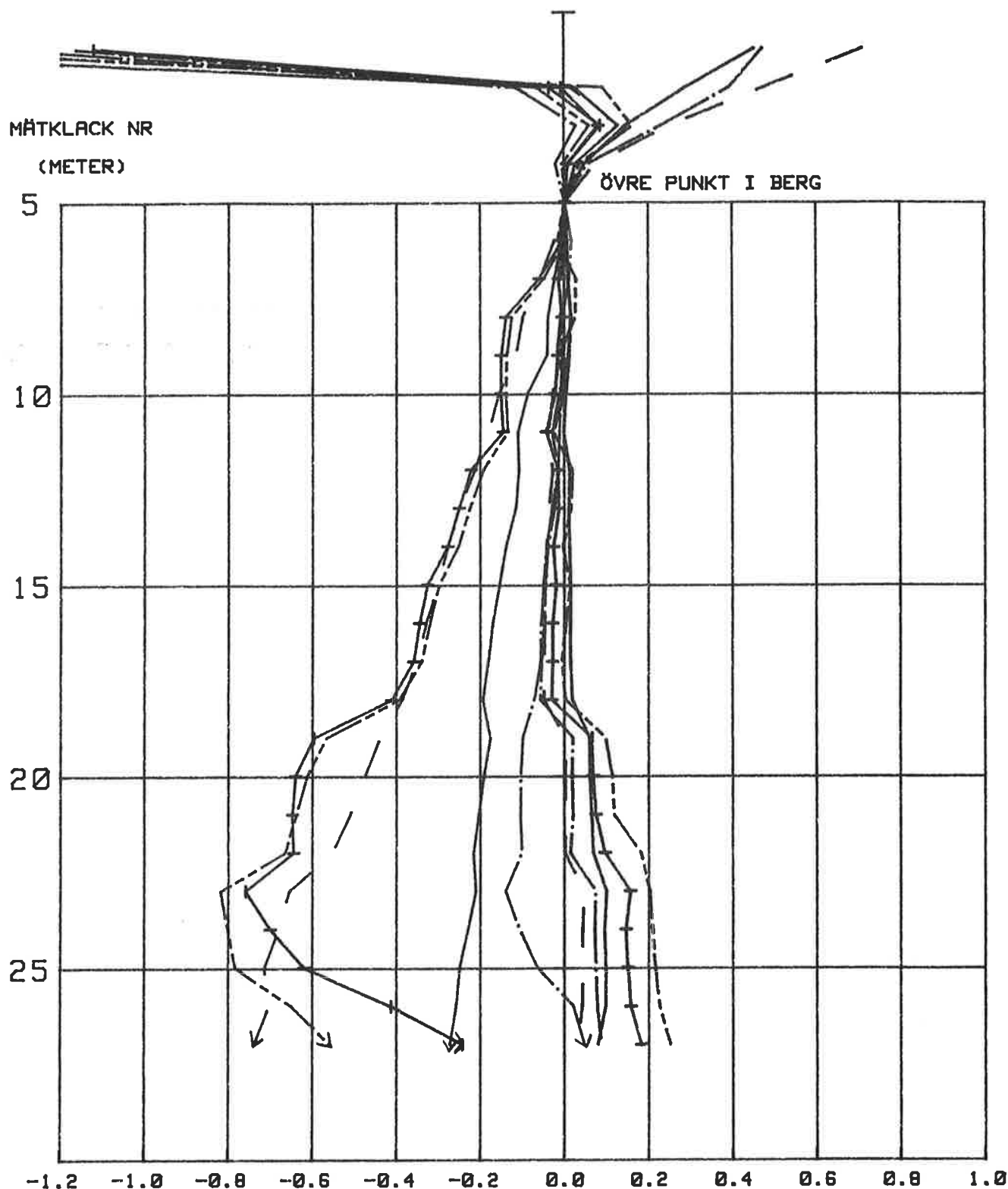


AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 6

FÖRSKJUTNING MM

MÄTNING 2.	010400	=====	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	010525	-----	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	010707	-----	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	020210	-----	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	020416	=====	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
MÄTNING 7.	020609	=====	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	020713	=====	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	020922	=====	MEDELTEMP 20 GRADER
MÄTNING 10.	021118	=====	MEDELTEMP 89 GRADER
MÄTNING 11.	021220	=====	MEDELTEMP 60 GRADER

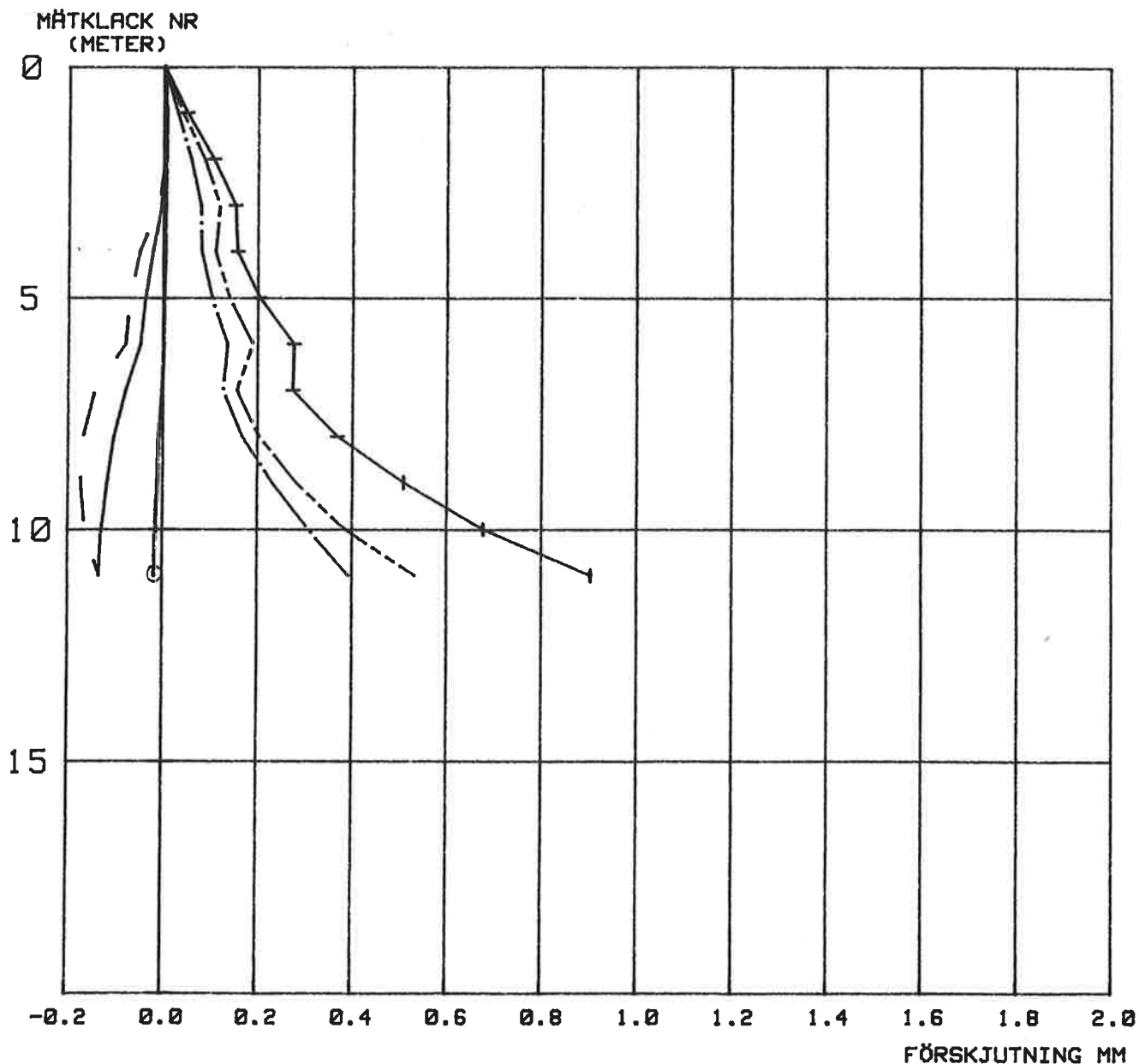
Figur 4 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL 7

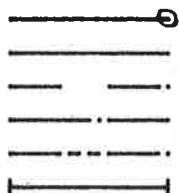
MÄTNING 2.	010400	—————	TAKORT UTSPRÄNGD
MÄTNING 3.	010525	—— ———	MELLANPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 4.	010707	—————	BOTTENPALL UTSPRÄNGD
MÄTNING 5.	020210	-----	BERGET RUNT BERGRUMMET CEMENTINJEKTERAT
MÄTNING 6.	020416	—————	VATTEN PÅFYLLT, MEDELTEMP 5,5 GRADER
MÄTNING 7.	020609	—————	MEDELTEMP 29 GRADER
MÄTNING 8.	020713	—————	MEDELTEMP 51 GRADER
MÄTNING 9.	020922	—————	MEDELTEMP 20 GRADER
MÄTNING 10.	021110	—————	MEDELTEMP 89 GRADER
MÄTNING 11.	021220	—————	MEDELTEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)



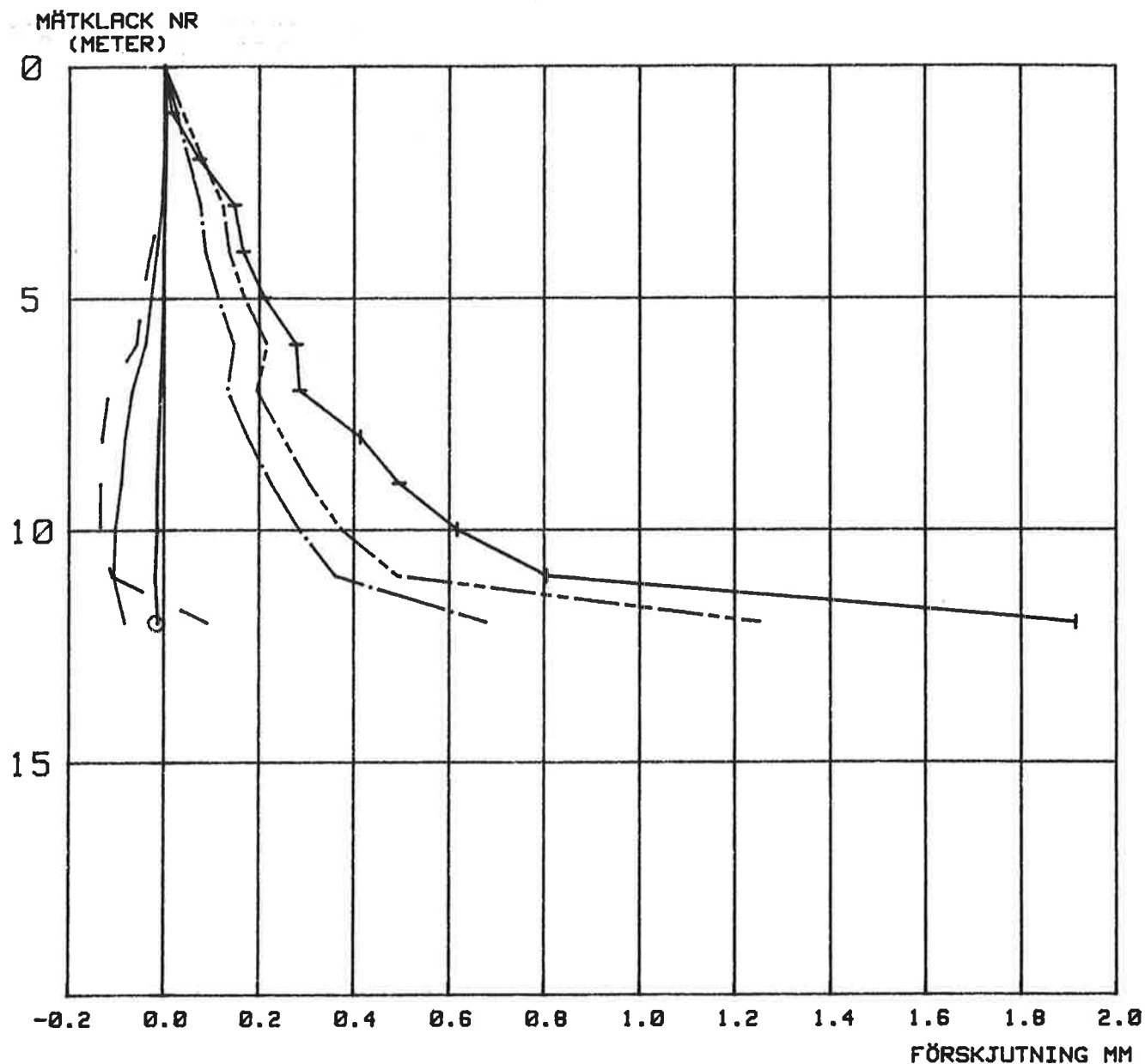
AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL F1

MÄTNING 5. 820210
MÄTNING 6. 820416
MÄTNING 7. 820608
MÄTNING 8. 820713
MÄTNING 9. 820922
MÄTNING 10. 821118
MÄTNING 11. 821220



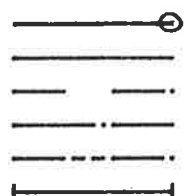
UTGÅNGSLÄGE
BERGRUMMET VATTENFYLLT, TEMP 5,5 GRADER
TEMP 29 GRADER
TEMP 51 GRADER
TEMP 28 GRADER
TEMP 89 GRADER
TEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)



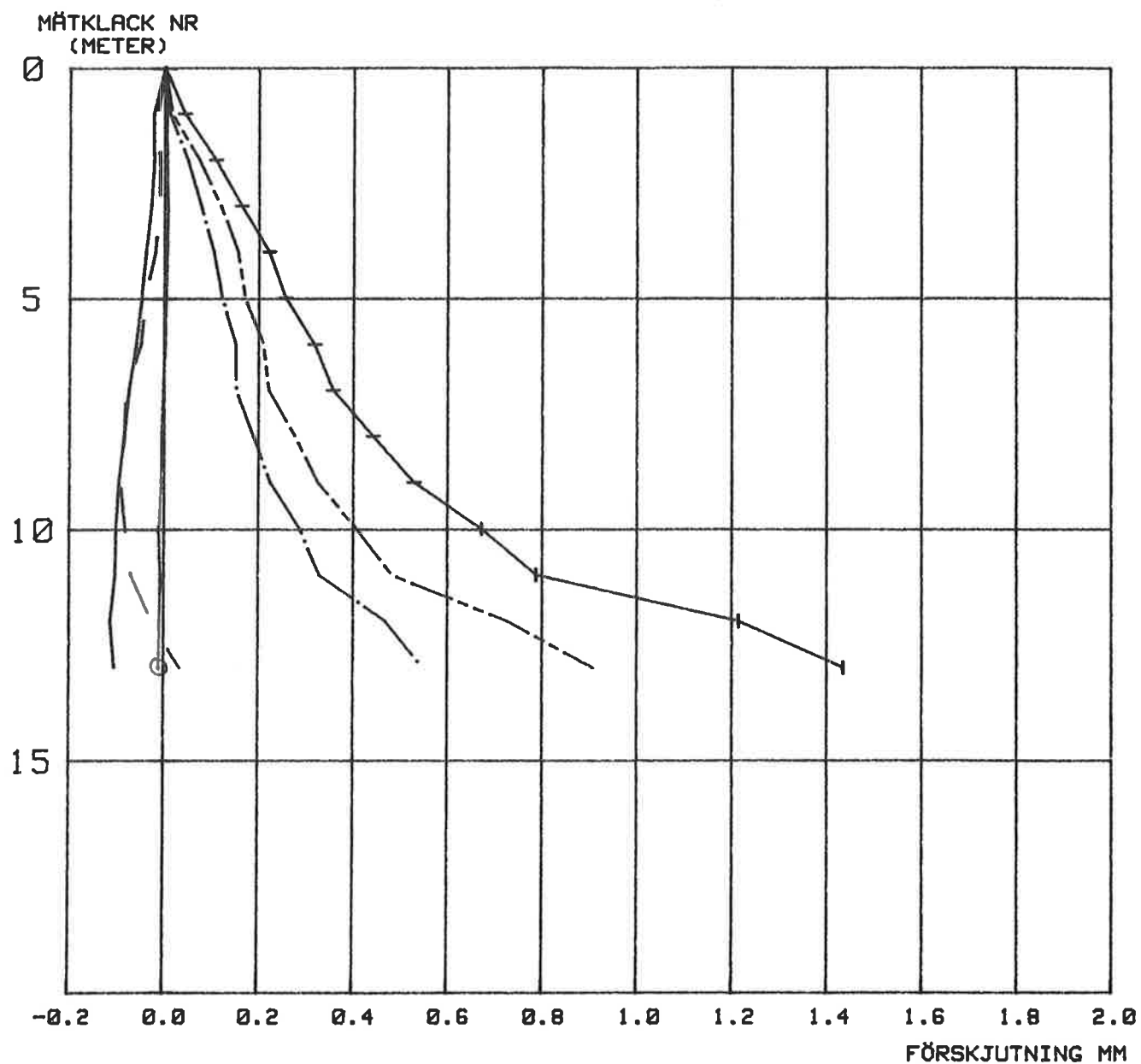
AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL F2

MÄTNING 5. 820218
 MÄTNING 6. 820416
 MÄTNING 7. 820608
 MÄTNING 8. 820713
 MÄTNING 9. 820922
 MÄTNING 10. 821118
 MÄTNING 11. 821228



UTGÅNGSLÄGE
 BERGRUMMET VATTENFYLLT, TEMP 5,5 GRADER
 TEMP 29 GRADER
 TEMP 51 GRADER
 TEMP 28 GRADER
 TEMP 89 GRADER
 TEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL F3

MÄTNING 5. 820218

MÄTNING 6. 820416

MÄTNING 7. 820608

MÄTNING 8. 820713

MÄTNING 9. 820922

MÄTNING 10. 821118

MÄTNING 11. 821228

—————○

—————

— — — — —

—

— - - - -

—————|

UTGÅNGSLÄGE

BERGRUMMET VATTENFYLLT, TEMP 5,5 GRADER

TEMP 29 GRADER

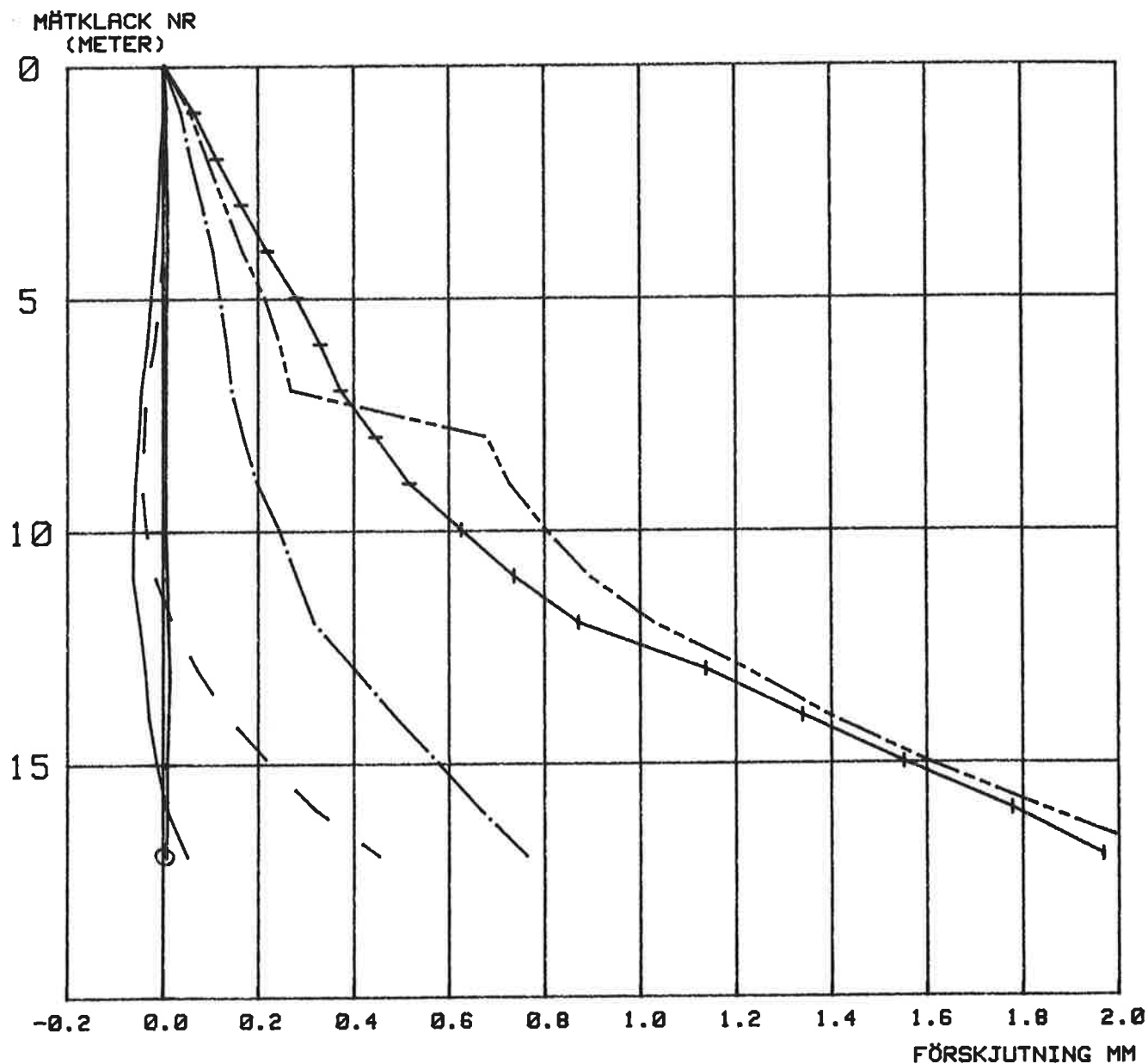
TEMP 51 GRADER

TEMP 28 GRADER

TEMP 89 GRADER

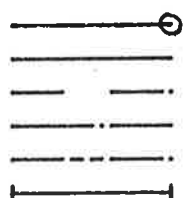
TEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)



AVESTA. BERGFÖRSKJUTNINGAR I HÅL F4

MÄTNING 5. 820218
 MÄTNING 6. 820416
 MÄTNING 7. 820608
 MÄTNING 8. 820713
 MÄTNING 9. 820922
 MÄTNING 10. 821118
 MÄTNING 11. 821228



UTGÅNGSLÄGE
 BERGRUMMET VATTENFYLLT, TEMP 5,5 GRADER
 TEMP 29 GRADER
 TEMP 51 GRADER
 TEMP 28 GRADER
 TEMP 89 GRADER
 TEMP 60 GRADER

Figur 4 (forts.)

DISKUSSION

Hans Hydén, VBB: Jag skulle vilja göra några kompletteringar till Lindbloms framställning. Avsikten med ett sådant här lager, säsongs-lager av värme, är att lagra värme från sommar till vinter, när man har tillgång till billigare energi på sommaren. Det gäller då att göra lagret tillräckligt billigt. Ett exempel är kol- och oljeeldat fjärrvärmesystem. Kolpannans överkapacitet vill man använda sommartid för att ladda lagret, och sedan tömma lagret när behovet är större än kapaciteten. Då gäller det att skapa sig ett lager som är billigt och som uppfyller den här funktionen. Så länge som lagret uppfyller de krav som systemet ställer är det ointressant om lagret ger ett dåligt energiutbyte.

Jag tror inte borrhålslager är så bekant i den här församlingen, så jag skulle vilja göra en liten illustration till hur vi tänker oss att ett störtborrhålslager ser ut. Det är en anläggning som skulle kunna lagra 50-60 GWh per år från sommar till vinter. Den är byggd i form av ett antal tunnelgallerier i kvadratisk eller rektangulär form, beroende på vad berg^{et} kräver. I tunnelgallerierna borrar^s hål till något visst djup. Anläggningen syns ej på markytan bortsett från en överbyggnad till ett schakt ner till maskinrummet. Det är en mycket liten anläggning, alltså byggnadsmässigt är det ett ganska litet arbete. Huvuddelen av arbetet är borrhandet av hålet. Det är fullt klart att ingen väntar sig att man kan borra dessa helt parallellt. Det är en ren bekvämlighetsfråga när man ritar hålen. Jag noterade att Ulf hade ritat sina 100 m hål helt parallellt. Vi har alltså tänkt oss 150 m hål i det här fallet och 3% avvikelse kan vi acceptera. Det är också väldigt många hål. Om några enstaka hål skulle gå så snett att de ej kan användas, har det ingen betydelse för lagrets funktion. Med det här lagret kan vi uppfylla vad ett fjärrvärmesystem kräver av lagrets systemfunktion. Och det kan man göra till en kostnad som är betydligt lägre än andra alternativ. Om vi relaterar detta alternativ till andra lager, som uppfyller samma systemfunktion, så har ett bergrum eller ett blockfyllt bergrum en investeringskostnad på 2 kr årligen lagrad KWh. Borrhålslagret ligger under 1 kr per årligen lagrad KWh. Borrhålslagret har nackdelar. Det är t ex trögt, men det är tillräckligt bra i den aktuella tillämpningen, och framför allt når man en kostnad som gör säsongslagring överhuvud taget intressant. Även om andra lagertyper termiskt fungerar bättre, så är det ointressant i allmänhet att bygga dessa lagertyper eftersom de blir för dyra.

Ulf Lindblom, Hagconsult: Min kommentar blir mycket kort. Det är omöjligt att jämföra kostnader mellan lagertyperna eftersom dessa har så olika tekniska egenskaper, som inte är jämförbara. Det visar sig att olika fjärrvärmenät har olika krav och helt systemanknutna problem, som gör att ibland är det bra att ha stora varmvattenmängder lagrade, ibland kan man dock klara sig med varmt berg och utvinna värmen ur detta.

Bengt Stillborg, Stiftelsen Svensk Gruvforskning: Jag vill bara ge en kommentar till vilken precision man kan klara vid långa borrhål. Jag kan berätta att det har skett en hel del de sista två åren vad gäller avvikelser vid grovhålsborrning. Om man tittar på 6,5 tums hål som det nu finns erfarenhet ifrån i Forskningsgruvan i Kiruna, 6,5 tums hål som är borrade i 60° lutning och med en hållängd upp till ca 100 m, så ligger man idag inom 1% hålavvikelse. Dessa resultat är grundade på ca 5 000 m borrning. Men rent generellt är det naturligtvis så att avvikelsen styrs av t ex inriktningsnoggrannheten tillsammans med bergväxten, men som sagt, tekniken att borra raka hål finns idag.

Vad gäller kostnaden för den precisionen kan man konstatera att vi skall bryta järnmalm i Luossavaara och sälja den. Med de marginaler vi har så måste vi idag vara optimala och vara minst lika bra som en entreprenör är idag.

Gunnar Nord, Skånska Cementgjuteriet: Vi har också erfarenhet av att borra långa och djupa hål i samband med vår raiseboring i det sk pilot-hålet. Vi har ju hål som är upp till 400 m djupa. I de allra flesta fall så ligger hålavvikelserna under en halv procent.

Jonas Norin, Högskolan i Luleå: Inom Avestaprojektet har vi i Luleå studerat hur hetvattnets urlakning av bergartsmineral inverkar på de bergmekaniska parametrarna. Jag har på borrhälskärnor från Avestalagret gjort tester på provkroppar, som har varit utsatta för 120-gradigt vatten. Vid så höga temperaturer lakas mineraler ur bergmaterial. Frågan var alltså hur bergmekaniska parametrar påverkas av sådan kemisk lakning.

Sammanlagt 35 prover iordningställdes och de samlades i grupper om 5 prover i varje. Grupperna lakades i mellan 0 och 24 veckor dvs i fyra-veckors intervaller. Själva lakningen utfördes vid Geologiska Institutionen på Chalmers.

Kontrollerade tre-punkts böjtester utfördes på proverna och last och nedböjning registrerades. Att testerna är kontrollerade innebär att hela last-nedböjningskurvan registrerades, alltså även efter det att brott har skett.

Om man ritar ett diagram, där man på ena axeln har lakningstid och på den andra har medelvärdet av brottlasten för varje grupp, kan man tydligt märka hur hållfastheten sjunker då lakningstiden ökar. Brottlasten sjunker från ca 2.0 kN till 1.5 kN, alltså en minskning med hela 25%. Även andra parametrar t ex Elasticitetsmodul påverkas på samma sätt. På diagrammet är även standardavvikelsen för varje grupp medtagen. Den provgrupp som lakats i åtta veckor visar mycket låga värden. Detta beror på att proverna visade sig komma från en del utav borrhälskärnan som i allmänhet ger låga resultat. En rapport som behandlar den här testserien mer noggrant kommer i rapportserien om Avestaprojektet.

Det är svårt att sia om hur diagrammet skulle se ut om man skulle ha lakningstider längre än 24 veckor. Nya tester med lakningstider på ett par år måste till om man skall få någon klarhet i hur hög grad bergets mekaniska egenskaper påverkas av kemisk urlakning på grund av hetvatten. (se fig.)

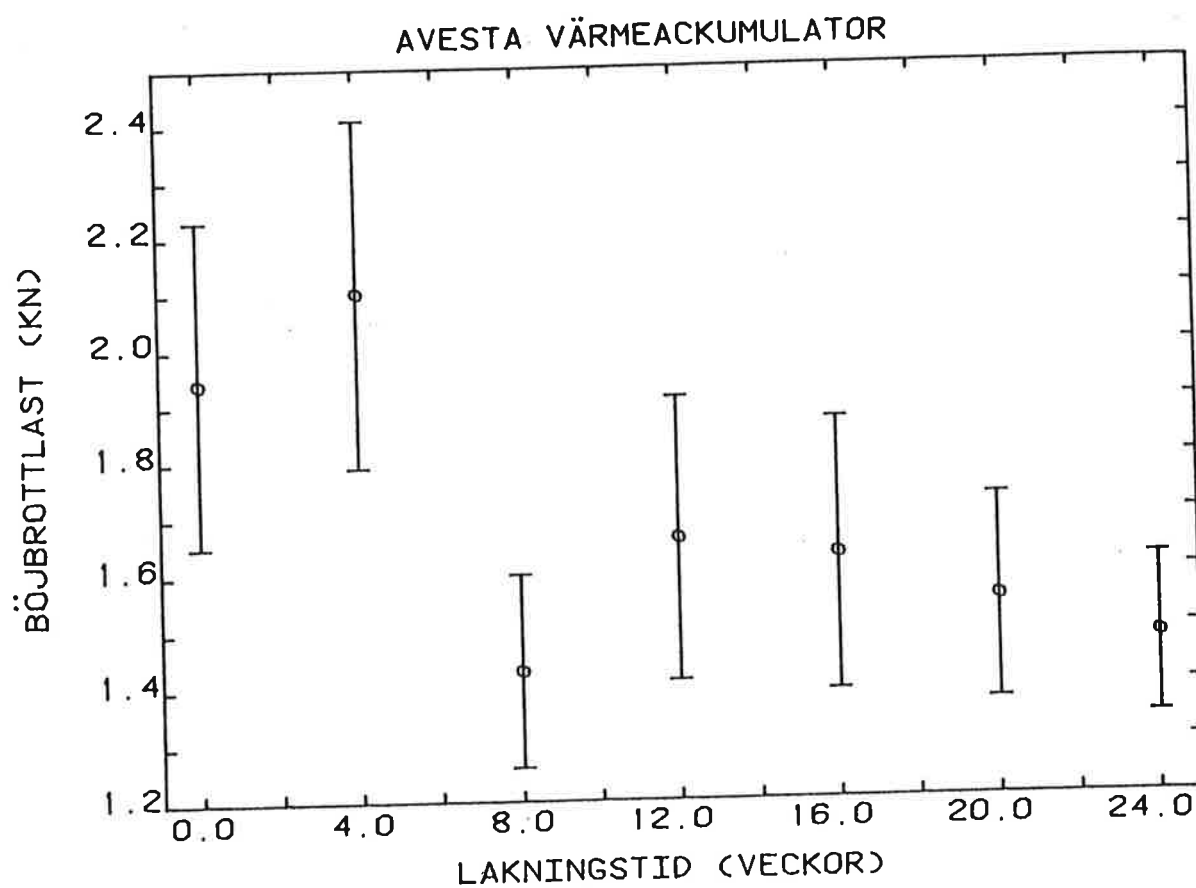


Fig. 1 Medelvärde och standardavvikelse av $F_{\max}$ som funktion av lakningstiden.
 Mean value and standard deviation of $F_{\max}$ as a function of leaching time (weeks).



ÅRSREDOGÖRELSE 1982

Ordf Sten Bjurström, v.ordf Ove Stephansson, sekr Tomas Franzén

B E R G M E K A N I K Ä R E T 1982

Den svenska bergmekaniken har under 1982 präglats av det internationella bergbyggandet, energibyggnad i mark för traditionell och ny energi samt strävan att utveckla nya och ekonomiskt konkurrenskraftiga gruvbrytningssystem. Volymen brutet berg är visserligen lägre än tidigare men satsningar på framtida nya verksamheter kräver omfattande utveckling och forskning.

Inom det internationella området har diskussionen rört de speciella bergmekaniska problem som hänger samman med byggande i svagt berg och skilda tekniktraditioner. Tillämpbarhet av svenska erfarenheter och teknik och behov av information, anpassning, vidareutveckling och komplettering studeras i forskningsprojekt.

En ur bergmekanisk synpunkt mycket omfattande och intressant FoU-verksamhet sker inom energiområdet, särskilt då det gäller att utnyttja marken som källa och lager för värme och kärnavfallslagring. B1 a har forskningsbergrummet i Avesta nu - efter ett år av uppvärmning - börjat leverera resultat och det större värmelagret i berg i Lyckebo har vattenfyllts under hösten. I Luleå byggs f n ett större borrhålsvärmelager och Göteborgs energiverk utvärderar olika alternativ för lagring av spillvärme i berg.

I Luossavaara forskningsgruva i Kiruna är man nu igång med försök kring grovhålsbrytningens tekniska och bergmekaniska problem bl a beträffande kabelbultning, sprängskador och fragmentation. Studier av liknande frågeställningar sker också i Bolidens och LKAB:s gruvor.

Inom BeFo och SveDeFo genomföres tämligen stora bergmekaniska program och den bergmekaniska forskningsverksamheten vid de tekniska högsko-

lorna är numera väl etablerad och omfattande. Vid dessa pågår ett stort antal bergmekaniskt och ingenjörsgelogiskt betonade projekt. Kraven på ny och kvalificerad teknik inom bergbyggandet innebär att stora insatser också sker hos företag, verk, myndigheter m m och att det internationella forskningssamarbetet har utvecklats. Man har härvid ett gott stöd av forskningsfonder och olika statliga organ.

Svenska Bergmekanikgruppen

Den svenska bergmekanikgruppen, som är nationalorgan för ISRM i Sverige, hade årsmöte i anslutning till bergmekanikdagen 1982. Gruppen har under 1982 bestått av 160 personliga medlemmar samt 14 företag i form av s k "supporting members". Aktuell medlems- och adresslista finns på BeFo och hos IVA. Vid mötet presenterades inkomna föredragsförslag till världskongressen i bergmekanik i april 1983. Mötet diskuterade också symposiet "Rockbolting". Årets aktiviteter i övrigt har till största delen rört den internationella verksamheten, se nedan under ISRM.

Mellan 28 augusti och 2 september 1983 avhålls ett specialistsymposium i Abisko över temat "Rockbolting". Mötet är organiserat inom ramen för Svenska Bergmekanikgruppen - ISRM NG-Sweden - och ansvariga är avdelningen för bergmekanik vid LuH och BeFo. Som framgår av utsänd invitation vänder sig mötet till en begränsad grupp specialister på bergbultning och tanken är att man koncentrerar sig på frågor kring bultars funktion och dimensionering. Man kan notera ett stort internationellt intresse för frågeställningarna och det finns anledning att förvänta ett brett internationellt specialistdeltagande.

ISRM - International Society for Rock Mechanics

Under året har sekretariatet till de svenska medlemmarna distribuerat 4 nummer av ISRM-News, Bulletin No.2 beträffande ISRM 5th Congress samt programmet för "Rockbolting" symposiet.

Nationalgruppen har varit representerad vid årsmötet i Aachen, Väst-tyskland av Sten Bjurström och Ove Stephansson i anslutning till det internationella symposiet "Rock Mechanics related to Caverns and Pressure Shafts".

ISRM:s årsmöte 1982

I ISRM:s årsmöte deltog 22 av 38 medlemsländer samt inbjudna från ett antal systerorganisationer. Förutom en rad formella årsmötesfrågor skedde en avrapportering beträffande några av deltagande länders bergmekaniska aktiviteter bl a USA och Chile.

Bill Bamford från Australien redogjorde för förberedelsarbetet för nästa kongress, 5th International Congress of ISRM in Melbourne, Australia. Förberedelserna går tämligen bra och man har fått en bra respons beträffande bidrag, även om de är något ojämnt fördelade över de olika ämnesområdena. Från svensk sida framhölls vikten av att mötet organiserades så att flesta möjliga skulle få tillfälle att presentera och diskutera sina bidrag. Bamford ansåg att man är något begränsad av lokalskäl och att ca 30-40% kan räkna med "oral presentation". Slutgiltigt program och studieresor framgår av ut-sänd Bulletin No.2.

Årsmötet beslöt vidare att ISRM:s 6:e kongress 1987 skall förläggas till Montreal i Kanada. England avser att hålla ett internationellt symposium i Cambridge i september 1984. Från Englands sida hade man anhållit om ISRM:s sponsorship, vilket beviljades. Detta innebär att ISRM:s årsmöte 1984 också kommer att förläggas till England.

Från svensk och fransk sida hade man anhållit om sponsorship för mötena "Rockbolting" respektive "Soil- and Rock Investigation by In-Situ Testing". För att undvika konflikt med kongressen i Australien bad man att respektive land skulle återtaga sina ansökningar, då organisationen i princip ej bör sponsra symposier under kongressår.

M Rocha Award

Hederspriset för bästa doktorsavhandling i bergmekanik utdelades till A P da Cunha från Portugal för avhandlingen "Mathematical Modelling of Rock Tunnels". Befintliga preliminära stadgar har något reviderats och är presenterade i News nummer 62.

Kommissionsarbetet

Vid årsmötet avrapporterades pågående arbeten. De flesta arbetar planenligt och avser att presentera slut- eller etapprapporter till april 1983 och kongressen i Melbourne.

Aktuella kommissioner:

- | | |
|------------|---|
| Commission | on Rock Boreability, Cuttability, and Drillability
President: Prof E T Brown, Imperial College of Science and Technology, Dept of Mineral Resources Engineering, Royal School of Mines, London SW7 2BP, UK
Tekn dr Per Arne Lindqvist, LuH är svensk medlem |
| Commission | on Case Histories
President: Dr D C Banks, Chief Engg Geology and Rock Mechanics Division, Waterways Experiment Station Corps of Engineers, P O Box 631, Vicksburg, Mississippi 39180, USA |
| Commission | on Design of High Slopes in Mining
President: Dr D R Piteau, Piteau & Associates Ltd, Kapilano 100, Suite 408, West Vancouver BC V7T 1A2, Canada |
| Commission | on Failures of Underground Openings
President: vacant |
| Commission | on Geomechanics Computer Programs
President: Dr S Semprich, Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Mies-van-der-Rohe-Str 1, D-5100 Aachen, FRG |
| Commission | on Research
President: Dr S Bjurström, Mining Engineer, Swedish Rock Engineering Research Foundation-BeFo, Box 5501, S-11485 Stockholm, Sweden |
| Commission | on Swelling Rocks
President: Prof W E Bamford, Dept of Mining and Metallurgy, University of Melbourne, Parkville Victoria 3052, Australia |
| Commission | on Teaching of Rock Mechanics
President: Prof E J Cording, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2221 Civil Engineering Building, Urbana, Illinois 61801, USA |
| Commission | on Testing Methods
Co-presidents: Prof Z T Bieniawski, Dept of Mineral Engg, Mineral Science Bldg, Pennsylvania State University, University Park PA 16801 USA
Dr J A Franklin, The Stream, R.R. No.1, Orangeville, Ontario L9W 2Y8, Canada |

ISRM:s 5:e kongress i Melbourne, Australien 1983

Nästa världskongress inom ISRM kommer att avhållas 10-15 april 1983 i Melbourne. Preliminärt program, studieresor etc framgår av Bulletin No 2, som utsänts till svenska ISRM-medlemmar. Sverige bidrager med följande 11 föredrag:

1. T Borg & N Krauland, "The Application of the Finite Element Model of the Näsliden Mine to the Prediction of Future Mining Conditions"
2. A Carlsson & T Olsson, "Rock Stress Influence on Water Flow in Fractures"
3. J Martna, R Hiltscher & K Ingevald, "Geology and Rock Stresses in Deep Boreholes at Forsmark, Sweden"
4. G Cerini & G Nord, "Majes Project: Geological conditions and Construction"
5. S G A Bergman & H Stille, "Rock Burst Problems in a 2.6 million m³ Underground Crude Oil Storage in Granite"
6. J Holmgren, "Tunnel Lining of Steel Fibre Reinforced Shotcrete"
7. K Röshoff, O Stephansson, H Larsson, R Stanfors & K Eriksson, "CLAB - An Intermediate Storage for Spent Nuclear Fuel in Sweden"
8. R Holmberg, K Mäki, W Hustrulid & H Selldén, "Blast Damage and Stress Measurements in the LKAB-Malmberget Fabian Orebody"
9. S Bjurström, J Martna, G Reh binder & K Röshoff, "Stability of Rock Openings Subjected to Pulsating Temperature"
10. S G A Bergman, N Krauland, J Martna & T Paganus, "Non Destructive Field Test of Cement-grouted Bolts with the Boltometer"
11. O Stephansson, "Rock Stress Measurement by Sleeve Fracturing"

