

BeFo

Bergmekanikdag 1979

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 9 FEBRUARI 1979**

**Papers presented at
Rock Mechanics meeting
in Stockholm 9 feb. 1979**

Redigerad av Tomas Franzén

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Mechanics Research Foundation
STOCKHOLM 1979**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Sid

=====

INLEDNINGSANFÖRANDE

7

Forskningsdirektör Sten Bjurström, Stiftelsen
Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm

RASET I LÅNGSELEGRUVAN

15

Överingenjör Birger Kolsrud, Dipl-Ing Norbert
Krauland, Boliden Metall AB, Boliden

SPRICKBILDNING I KIIRUNAVAARAGRUVANS HÄNGVÄGG - OBSERVATIONER, TEORI OCH MODELLFÖRSÖK

43

Forskn ing Torgny Borg, forskn ing Göran Bäck-
blom, professor Ove Stephansson, Avdeln för
Bergmekanik, Höskolan i Luleå, Luleå

RAS VID UTVIDGNING AV HÖLJEBRO GAMLA KRAFTVERKS AVLOPPSTUNNEL

63

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund
Övering Sten Brännfors, AB Skånska Cementgjute-
riet, Danderyd
Civiling Olle Dahlin, VBB, Stockholm

BORRBARHETSTEST FÖR FULLBORRNING. JÄMFÖRELSE MELLAN LABORATORIEFÖRSÖK OCH DRIFTSUPPFÖLJNING AV FULLBORRAD STIGORT I KIRUNA

79

Bergsingenjör Karl-Erik Rånman, Avd för Berg-
teknik, Höskolan i Luleå, Luleå

INVERKAN AV DEN GEOLOGISKA MAKROSTRUKTUREN VID FULLORTSBORRNING - ETT EXEMPEL FRÅN KRISTALLIN BERGGRUND I USA

89

Civilingenjör Gunnar Nord, Stiftelsen Svensk
Detonikforskning - SveDeFo, Stockholm

DISKUSSION

97

BERGFÖRSTÄRKNING

DOKUMENTATION AV FEMTIOÅRIG SPRUTBETONG I KRAFT- VERKSTUNNEL

99

Civilingenjör Tomas Franzén, Stiftelsen Berg-
teknisk Forskning - BeFo, Stockholm

ICKE FÖRSTÖRANDE KONTROLL AV BERGBULTAR IN SITU

109

Docent Heinz F Thurner, Geodynamik AB, Sthlm

	<u>Sid</u>
GLASFIBERBULT VID SPRÄNGNINGSFRONT - EFFEKT AV DYNAMISKA PÅKÄNNINGAR	117
Forskningsingenjör Bengt Ludvig, LuH/Berg- mekanik, Luleå	
DISKUSSION	125
DAGS ATT TA ITU MED SEDIMENTÄRT BERG	129
Direktör Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm	
DISKUSSION	147
<u>INTRESSANT BERGMEKANIK I KBS-STUDIEN FÖR FÖR- VARING AV KÄRNBÄNSLEAVFALL</u>	
KBS-PROJEKTET - EN ÖVERSIKT FRÅN BERGMEKANISK SYNPUNKT	149
Civilingenjör Anders Bergström, Kärnbränsle- säkerhet (SKBF/KBS), Stockholm	
BORRHÅLSMÄTNINGAR I KRISTALLIN BERGGRUND	157
Geolog Kurt-Åke Magnusson, Sveriges Geolo- giska Undersökning (SGU), Uppsala	
PERMEABILITETSPROVNING AV GRANITEN I STRIPA GRUVA	171
Tekn dr Håkan Stille och civiling Lars Lund- ström, Hagconsult AB, Stockholm	
BORRHÅLSAVVIKELSE OCH MÄTNING MED BORRHÅLS- KAMERAN REFLEX-FOTOBOR	183
Ingenjör Mats T Haglund, Malmberget	
TEMPERATUR OCH SPÄNNINGAR KRING UPPVÄRMT HÅL- RUM I BERG - VÄRMEFÖRSÖK I STRIPA	193
Forskn ing Hans Carlsson, professor Ove Stephansson, forskn ing Bengt Leijon, Avd för Bergmekanik, Högskolan i Luleå, Luleå	
DISKUSSION	211
<u>HYDROGEOLOGI</u>	
VARMVATTENS URLAKANDE EFFEKT PÅ BERGMATERIAL - AUTOKLAVSTUDIER AV FÖRÄNDRINGAR I VATTENKEMIN	217
Fil lic Bo Ronge, Fil kand Tommy Claesson, Chalmers tekn högskola, Geologiska inst, Göteborg	

	<u>Sid</u>
HYDROGEOLOGISKA SYNPUNKTER PÅ GRUNDVATTEN- LÄCKAGE I TUNNLAR	231
Geologerna Leif Carlsson och Tommy Olsson, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala	
HYDROGEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR VID JUKTANS PUMPKRAFTVERK	251
Geolog Anders Carlsson, Statens Vattenfalls- verk, Stockholm, o Geolog Tommy Olsson, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala	
DISKUSSION	271
AVSLUTNING	273

BILAGA

Svenska Bergmekanikgruppens årsredogörelse 1978

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör, Tekn lic Sten Bjurström, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm

Introduktion

Jag ber att få hälsa deltagarna i årets bergmekanikdag välkomna.

1978 har från bergmekanisk synpunkt varit ett livligt och händelserikt år, trots den förhållandevis låga verksamheten vid våra gruvor och fåtalet bergbyggen. FoU-satsningar med anledning av kärnbränslelagring och andra energiprojekt, exportansträngningar inom berganläggningsområdet samt gruvornas exportsvårigheter har uppmärksammat bergmekanikens viktiga roll för vidareutveckling av tekniken inom dessa områden. Detta har medfört krav på förbättrade metoder och djupare kunskaper i bergmekaniken, ingenjörgeologi och geohydrologi, såväl vid projektering som genomförande av bergarbeten i Sverige och utomlands.

Det har också skett ökade forskningssatsningar under året inom dessa områden främst vid våra tekniska högskolor. Likaså har energisituationen och det svåra läget i gruvorna medfört ökade statliga satsningar via fonder och andra organ.

Jag kommer i det följande att försöka ge en översikt över forskningsresurser, organisationer, internationellt samarbete och möten.

BeFo

Verksamheten vid Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo har under året omfattat avslutande arbeten på vårt gamla ramprogram samt igångsättningsarbeten för projekten i 78-80 års program.

Utöver ramprogramprojekten har bedrivits forskning inom flera stora särprojekt, bl a BeFo 18 - Förundersökningars värde och omfattning som avslutats nu under våren, Näsliden-projektet, som rör utvärdering av FEM-metodens praktiska värde och flera energianknutna projekt.

Även den allmänna verksamheten tenderar att öka med sekretariatverksamhet m m.

På sedvanligt sätt har vi redovisat BeFos verksamhet i en populärversion av vår årsberättelse.

SveDeFo

Stiftelsen Svensk Detonikforskning har liksom BeFo stöd av staten för ett flerårigt ramprogram. Under året har SveDeFo utarbetat ett nytt ramprogram för verksamheten 1979-1984 och i princip fått detta godkänt av huvudmän och staten. Huvudinnehållet i verksamheten framgår av fig 1.

Det skulle föra för långt att redovisa programmet i detalj men intresserade torde kunna få del av projektförteckningen från SveDeFo.

Gruvforskningen

Gruvforskningen är numera intimt sammanknuten med BeFo och i viss mån SveDeFo i de verksamheter som rör det bergtekniska området.

Gruvföreningen har under året organiserat om verksamheten med hänsyn härtill. Sålunda sker idag en beredning av den bergtekniska forskningen inom en nyskapad ämneskommitté för Gruvteknik.

Detta innebär - å andra sidan - ej att man släppt deltagandet i projektens genomförande. Gruvsektorn är väl och aktivt representerad såväl i BeFos programstyrelse som vid projektens genomförande. I många fall erbjuder ju gruvorna de bästa fältförsöksplatserna, genom de mer stadigvarande arbetsförhållandena.

Verksamheten vid högskolor

Forskningsverksamheten vid våra högskolor har ökat i volym under året och kommer troligen att väsentligt ytterligare öka de kommande åren.

Projekten är i allmänhet större och mer målinriktade än tidigare och griper på ett djupare sätt in i bergbrytningsprocessen, vilket kräver ökad samordning och engagemang från gruv- och bergindustrierna.

Verksamheten vid Högskolan i Luleå är den största vid våra tekniska högskolor inom området bergteknik. Vid de tre institutionerna - bergteknik, bergmaskinteknik och bergmekanik - är ca 20 personer sysselsatta med forskningsarbete.

En stor uppgift under året för institutionerna i Luleå har varit att utarbeta ett program för projektet "Forskningsstation i gruvbrytning". Tanken är att man, i en av LKAB:s mindre gruvor, Luossavaara, skall utveckla och prova ett nytt brytningssystem, i vilket man försöker att optimera samspelet mellan de bergme-

kaniska förutsättningarna, brytningsmetoden - troligen grovhål - och kontinuerliga lastsystem och en mer mekaniserad bergförstärkning.

För bergtekniks del i övrigt pågår projekt som rör fullbörning, skonsam sprängning, underjordsventilation och lastsystem.

Vid institutionen för bergmekanik är ett 10-tal personer engagerade i bergmekanisk forskning. Projekten är såväl av grundläggande karaktär som mer tillämpade, t ex deltagande i KBS-projektet, den matematiska och datainsamlade delen i Näsliden-projektet - tillsammans med KTH, utredningar för LKAB om släntstabilitet m fl.

Institutionen presenterar årligen verksamheten i en skrift, som intresserade kan rekvirera från högskolan.

Även verksamheten vid KTH - institutionen för jord- och bergmekanik har fått fastare former för sin bergmekaniska del. 4-5 st forskare arbetar där och man håller successivt på att bygga ut sina laboratoriefaciliteter.

Verksamheten är inriktad på bergmekanik inom berganläggningsområdet med bergmekaniska mätningar i centrum. Bergmekaniska problem i utländska miljöer, i sedimentärt berg säger man sig också vilja studera, och f n genomför gruppen en översiktsstudie betr det sedimentära bergets särskilda bergmekaniska problem.

Vid Chalmers har man vid institutionen för geoteknik under året organiserat undervisning och forskning i ämnet berganläggningsmekanik. I huvudsak önskar man arbeta med geoproblem knutna till energiförsörjning - värmelager i jord och berg, grundvattenströmning o s v.

Fonder, utredningar m m

Underjordsbyggandet har ägnats ett ökande intresse från statens och samhällets sida under året. Bl a torde arbetet med ny bygglag ta upp frågor kring planering och reglering av underjordsbyggandet och den länge diskuterade byggnadslovsprövningen vid byggande under mark.

Påtagligt är också intresset från olika forskningsfonder att stimulera utvecklingen inom bergområdet.

När det gäller Styrelsen för teknisk utveckling - STU har man organiserat om under året och slopat de tidigare nämnderna med representanter för näringsliv, politik och forskning. Några ändringar i STU:s attityd inom det område som berör oss - naturresursteknik - har vi ej direkt noterat och de nära och rätt bra arbetsformer med STU som vi vant oss vid, får vi troligen behålla framöver.

När det gäller Bygghälsningsrådet - BFR har man uttalat särskilt intresse för frågor som rör planering och reglering av underjordsbyggandet samt energifrågor och underjordens möjligheter härvidlag. De traditionella teknikområdena sitter en aning trångt, då BFR har en pressad budget.

Nämnden för energiproduktionsforskning NE prioriterar också energilagringsfrågor och stöttar därmed bergteknik och bergmekanik.

Arbetskyddsfonden - ASF har uppmärksammat miljön vid underjordsarbete och stöttar projekt av skild karaktär med syfte att förbättra säkerhet och miljö. Här finns traditionella miljöprojekt som mätning av avgaser under jord men också satsningar på skonsamma sprängmetoder, mekaniserad skrotning m fl.

Av utredningar, som pågår och berör bergområdet är KBS-projektet det mest spektakulära och det som fört upp bergtekniska geohydrologiska frågor till förstasidestoff i våra dagstidningar. Jag skall inte orda mera om denna utredning, eftersom den kommer att särskilt presenteras senare.

En annan utredning, som kommer att ha betydelse för bergområdet är den s k Mineralpolitiska utredningen - MPU. Denna stora utredning närmar sig nu slutskedet och vad jag förstår kommer man i den att belägga ett behov av ökade FoU-satsningar för att svenska gruvor, berganläggare och utrustningstillverkare skall bli internationellt konkurrenskraftiga. En sådan ökad satsning på forskning kommer att innebära krav på ökad forskning inom områdena ingenjörgeologi, bergteknik, bergmekanik m fl.

Kommittéer o dyl

Bergsprängningskommittén, som igår avhöll sin stora sprängardag, har under året sett över sina arbetsformer och reviderat sina stadgar.

I stort önskar de 50 huvudmännen bakom kommittén, att verksamheten framdeles blir i stort som tidigare och huvuduppgiften är sålunda att årligen anordna en kontakt- och informationsdag.

Till sommaren 1979 kommer professor Ingvar Janelid att avgå som ordförande och efterträdas av Gruvföreningens vd Sven-Gunnar Bergdahl. Samtidigt förlägges sekretariatet i anslutning till Gruvföreningen och BeFo.

IVA:s kommitté för underjordsbyggande reorganiserades förra året med delvis nya medlemmar och förläggning av tekniska sekretariatet till BeFo.

Verksamheten i kommittén syftar ju till att uppmärksamma undermarksbyggandets möjligheter och kompletterar härigenom våra mer tekniskt inriktade grupper.

Kommittén avhöll i januari en konferens med temat "Spara olja - bygga under mark", där undermarksbyggandets stora energibesparingsmöjligheter belystes liksom underjordsanläggningarna stora roll i energiförsörjningen. Mötet, som särskilt vände sig till planerare, politiker etc och andra "icke tekniker" väckte stort intresse i vida kretsar och torde säkerligen stimulera till diskussioner om ökad underjordsanvändning.

IVA-kommittén är också svenskt nationalorgan för ITA - International Tunnelling Association.

Denna organisation, som är under uppbyggnad, hade årsmöte i Tokyo i juni 1978, varvid man bl a valde en svensk som internationell ordförande, nämligen professor Hans Christian Fischer.

Ett flertal svenskar arbetar inom det tiotal kommittéer som ITA organiserat, bl a är arkitekt Birger Jansson vid VBB ordförande i kommittén "Planning of subsurface space".

Nästa årsmöte äger rum i juni i Atlanta, USA, i anslutning till den 4:e "Rapid Excavation and Tunnelling Conference" och årsmötet för American Underground Space Association.

Vid ITA-mötet skall man bl a diskutera former för att effektivisera ITA. Vid mötet i Japan ansåg svenskarna att ITA artade sig bra, men alltför långsamt bl a beroende på ett ineffektivt generalsekretariat.

Svenska Bergmekanikgruppen eller the Swedish National Group of ISRM gavs fastare organisatoriska former vid ett möte i samband med förra årets bergmekanikdag. Gruppens huvuduppgift är att vara nationalorgan för ISRM och verksamheten under året har varit präglad av detta.

I morse höll vi ett årsmöte i gruppen och för intresserade finns det en enkel årsredogörelse, se bilaga.

ISRM:s årsmöte ägde rum i Rio de Janeiro i oktober i år i anslutning till ett brasilianskt ISRM-symposium "Rock Mechanics Related to Dam Foundation". Vid mötet

reviderades stadgarna och man beslöt att mer än tidigare uppmärksamma gruvornas bergmekaniska problem samt att försöka förbättra samarbetet med andra internationella organisationer inom geo-området bl a ITA, WMC, IBG m fl.

Nästa stora begivenhet inom ISRM är den 4:e världskongressen i Montreux, Schweiz, i september 1979.

Här är svenskarna väl representerade med nio föredrag och en inbjuden s k panelreport av överingenjör Sten Brännfors över ämnet "Design of underground structures with respect to modern construction methods".

Byggnadsgeologiska sällskapet - BGS har under året arrangerat ett antal föredragsaftnar och diskussioner bl a kring hantering av radioaktivt avfall och geokon-sulters internationella verksamhet.

Byggnadsgeologiska sällskapet är också nationalorgan för IAEG - International Association of Engineering Geology. På samma sätt som i ISRM kanaliserar sällskapet individuella medlemsskap i den internationella organisationen. Medlemmarna informeras kontinuerligt genom IAEG:s lilla "newsletter" och också i de s k bulletinerna. Här kan man också publicera sig. Detaljer om detta finns i informationsblad ute i receptionen.

IAEG hade årsmöte i Madrid i september 1978 med en god anslutning från svensk sida.

Nästa stora ingenjörgeologiska möte är i Ryssland i Tebilisi i september 1979, där dammbyggnad och ingenjörgeologi skall behandlas.

Nästa stora världskongress är 1983 i New Dehli.

Avhållna bergmekaniska möten

I det tidigare nämnda tunnelsymposiet i Japan - tunnelling under difficult conditions - deltog en ganska manstark grupp svenskar, bl a de 5 å 6 st svenska oljelagerentreprenörer, som har etablerat förbindelser med japanska företag.

Mötet var mycket lärorikt och behandlade tunnelbyggnaden under svåra förhållanden i såväl jord och berg. Sådana förhållanden hade japanerna många exempel på och studieresorna bl a till den 5 mil långa Seikantunneln imponerade. I tabell 1 illustreras det enorma tunnelbyggnandet som sker i Japan idag.

Mil av tunnlar byggs för järnväg, vägar, tunnelbanor, vatten o s v.

Symposiet "Rock Mechanics in relation to Dam Foundation" i Rio gav de brasilianska värdarna tillfälle att visa upp några av de största vattenkraftprojekt, som någonsin byggts, Itaipu på 12 600 MW och Tucuri på 8 000 MW.

Den årliga "Europeiska bergmekanikdagen" i Salzburg 1978 och bergdagarna i Oslo gav som vanligt en hel del av intresse för svensk publik.

BeFo var representerat i Tokyo, Rio, Salzburg och Oslo och intresserade kan låna proceedings och rekvirera reserapporter från BeFos kansli.

Kommande bergmekaniska möten

Närmast på programmet kommer Tunnelling 79 i London i mars. Det tekniska programmet behandlar tunnelbyggnad i allmänhet och åtföljes av exkursioner till intressanta arbetsplatser i England, bl a Tyne and Wear Metro (Newcastle) och pumpkraftverket i Dinorwic.

ITA:s årsmöte i Atlanta i juni i anslutning till Rapid Excavation and Tunnelling Conference har jag redan nämnt. Två svenskar är s k session developers i den senare konferensen, Lennart Ottosson från Atlas Copco i avsnittet "European tunnelling" och Magnus Bergman i avsnittet "Large underground chambers".

ISRM:s världskongress hålls som nämnt i september 1979 och WMC har världskongress i Turkiet i november.

I maj 1980 anordnar man i Australien ett bergmekaniskt ISRM-symposium "Structural Foundations on Rock".

I juni 1980 har vi världskonferensen Rockstore 80 här i Sverige.



Figur 1

Pågående tunnelarbeten
i Japan 1978

	ant.	km
Vägtunnlar	238	216
Järnväg	190	115
Vatten	705	642
Övrigt	112	67
Σ	1245	1032

Tabell 1

RASET I LÅNGSELEGRUVAN

Failure of the hanging wall at the
Långsele Mine

Överingenjör Birger Kolsrud, Boliden Metall AB,
Boliden

Dipl-Ing Norbert Krauland, Boliden Metall AB,
Boliden

I juni 1975 brast en del av hängväggen i Långselegruvan och ca 287 000 m³ berg och jord rasade in i utbrutna skivpallrum. Lufttrycksvågen under jord som följt av raset var betydande.

I detta föredrag lämnas först en beskrivning av gruvan och hur den utvecklats fram till raset inträffade. Konsekvenserna av raset berörs kort. Därefter lämnas en redogörelse för den bedömning man har gjort av stabilitetssituationen före och efter hängväggsraset samt för det program man utarbetat för stabilitetsövervakning och stabilitetsförbättrande åtgärder.

Slutligen berörs utfallet av detta program efter dryga tre års observationer.

GRUVBRYTNING INOM BOLIDEN METALL AB

Företaget bedriver f n reguljär brytning i 16 gruvor i Sverige. Årsproduktionen 1978 var ca 12,5 Mton sulfidmalm, varav ca 7,6 Mton bröts i dagbrott, 1,8 Mton med rum- och pelarbrytning samt 3,1 Mton med igen-sättningsbrytning. Tidigare har även skivpallbrytning nyttjats, bl a i Långselegruvan. Det var här raset inträffade.

Långselegruvan

Långselegruvan ligger 5 km SW Boliden inom Skellefteå kommun, Västerbottens län.

Malmen, som är en komplex sulfidmalm, har följande genomsnittshalter: Au 0,8 g/t, Ag 24 g/t, Cu 0,6 %, Zn 4,2 %, Pb 0,2 % och S 36 % samt Hg bundet till Zn i förhållandet Zn/Hg = 170/1.

Malmkvantiteten ned till ca 610 m avv har beräknats till 12,3 Mton. Härav kvarstår per 1979-01-01 ca 5,9 Mton.

Malmen är ej undersökt under 610 m nivå.

Malmens sidoberg består av en till sericitkvartsit omvandlad kvartsporfyr. I vissa partier finns kordierit, andalusit samt stråkvis klorit i sericitkvartsiten. I hängväggen följer, över en mot SW kilformigt utspetsande sericitkvartsit, svarta och grå skiffrar med mellanlagringar av dacitiska vulkaniter.

Malmkroppen stryker SW-NE och sidostupar ca 70-80° mot SE. Malmens utgående är täckt av ett ca 10 m mäktigt moränlager.

Fyndigheten består i dagen av två malmlinser, A- och B-malmerna. De är sammanvuxna i B-malmens SW-del. B-malmen upphör på ca 190 m avv. En tredje lins, C-malmen, som också är sammanvuxen med A-malmen, har sin övre spets på ca 190 m avv. Figur 1.

Den genomsnittliga malmarean är ca 5 000 m².

Gruvbrytningen, som startade 1956 med en årsproduktion om ca 100 kton/år, har successivt stegrats till ca 440 kton/år 1978.

Ned till 260 m nivå bröts malmen med skivpallbrytning.

Efterhand återfylls de utbrutna utrymmena i B-malmen och A-malmens NE-delar med morän från jordavrymningen ovan malmen, samt tillredningsberg.

Under 260 m nivå sker numera brytningen med igensättningsbrytning.

Raset

Emedan raset inträffade i den SW-delen av A-malmens hängvägg ovan 160 m nivå, skall här kort beskrivas utvecklingen av brytningen inom detta aktuella område. Figur 2.

Mellan 47 och ca 150 m avv bröts först malm i sex ca 100 m höga skivpallrum. Rummens längd kunde uppgå till 60 m. Maximal mäktighet var ca 25 m. Mellan rummen lämnades pelare med 6 m bredd. Kvar mot dagen avsattes tills vidare en ca 35 m tjock malmskiva. Figur 3.

I området mellan 160 och 260 m nivåerna bröts malmen därefter ut i fem skivpallar. En ca 30 m hög mellanskiva avsattes tills vidare mot de ovanför liggande utbrutna skivpallrummen. Figur 4. Samtidigt påbörjades fällning av takskivan ovan 47 m avv efter att jordavrymning skett. Delar av pelare mellan 160 m nivå och ovan jord samt delar av mellanskivan omkring 160 m nivå bröts.

Situationen innan raset inträffade framgår av figur 5. Då var A-malmens NE-del återfylld med i huvudsak gråberg. Två tvärgående pelare och två ca 30 m tjocka malmskivor hade lämnats kvar som stöd för anläggningarna vid schaktet.

Schaktet, som är placerat i liggväggen, ligger som närmast ca 70 m från malmliggen.

Kvar av planerade restpositioner att bryta inom detta område var pos 404, en mellanskiva på ca 60 000 ton malm, vilket motsvarar ca 16 000 m³ malm. Figur 5 och 6.

Efter att slitsen mot hängväggen öppnats, påbörjades sprängningen med skjutning av de 17 uppborrade solfjäderformade hålrader. Efter tre salvor hade nio rader skjutits.

Vid laddning av salva nr 4 upptäcktes en spricka längs malmgränsen vid liggväggen i den ena skraporten samt avskalning av den ena pelaren, såväl ovanför som under 160 m nivå.

Nästa morgon avbröts laddningsarbetena eftersom sprickan öppnats ytterligare och nu kunde följas över båda skraporterna.

Klockan 01.30 efterföljande natt inträffade raset, varvid de öppna skivpallrummen i gruvans SW-del fylldes med massor från dagöppningens hängsida.

Rasmassorna åstadkom komprimering av den innestängda luften i gruvan. Luften sökte sig med stor kraft ut via nivåernas ortsystem.

Situationen efter raset framgår av figur 7 och 8.

Personella och materiella skador

Vid rastillfället var endast tre personer närvarande i gruvan. Borrarna, sysselsatta i en sidoort på 110 m nivå i närheten av Centralschaktet undkom raset med blotta förskräckelsen och en spelstyrare ovan jord fick skärsår av splitter från en fönster-ruta. Materiella skador uppstod i schakt I och i ortsystemen på 60, 110, 160, 210 och 260 m nivåerna.

- Luft-, vatten- och elledningar slets sönder
- Ventilationsledningar trycktes ihop eller slets sönder
- Stålportar böjdes ihop eller lossnade
- Trallor blåste ut i schaktet och slog sönder gejder och ledningar
- Ett diesellok totalhavererade när det tillsammans med en Granbyvagn trycktes mot berget

Sannolikt hade, genom tryckvågen, personskadorna blivit större, om raset inträffat på en tidpunkt med normal skiftbeläggning. Detta till trots att personalen dragits bort från det bedömda riskområdet.

Värdering av brytningsmetoden

Den planerade pelaravsättningen för A-malmens skivpalldel ovan 260 m avv var ursprungligen 0 %. Som följd av förlusten av delar av pos 404 samt avsättning av vissa stödpelare, blev malmutvinningen endast 85 %. Detta är en låg utvinningsprocent jämfört med igensättningsbrytning, där vi idag kan räkna med drygt 90 % malmutvinning vid konventionell igensättningsbrytning.

Visserligen är skivpallbrytning oftast en billigare brytningsmetod än igensättningsbrytning, men denna vinst kan lätt förloras om vi drar på oss ras av den typen vi fick i Långselegruvan.

En annan betydande ekonomisk nackdel är, att med skivpallbrytning har vi hela tiden haft en större gråbergsinblandning i malmen än normalt igensättningsbrytning ger. Ett studium av våra korrektionsfaktorer för några metaller i Långselemalmen visar detta. Korrektionsfaktorn visar förhållandet mellan erhållna och beräknade halter i malmen. Är faktorn > 1 , är de erhållna halterna högre än de beräknade.

Fram t o m 1975, då vi i huvudsak arbetade med skivpallbrytning, låg korrektionsfaktorerna för exempelvis Zn och Cu och S oftast under 1,0. Figur 9. Efter övergång till igensättningsbrytning har korrektionsfaktorernas nominella värde ökat, d v s gråbergsinblandningen har minskat.

Med dagens teknik skulle vi inte valt skivpallbrytning som brytningsmetod för Långselemalmen ovan 260 m avv. Sannolikt hade en kombination av dagbrottsbrytning och igensättningsbrytning varit bästa metoden.

Bergmekanisk interpretation av raset

En bergmekanisk bedömning av stabilitetssituationen före och efter raset har utförts. Syftet har varit:

- att klarlägga rasorsaken
- att bedöma risken för fortsatta sättningar.

Bakgrunden

Bergartssammansättningen i hängväggen framgår av figur 10. Där anges även bergarternas enaxiella tryckhållfasthet.

Spricksituationen framgår av Schmidt-diagrammet, figur 11. Denna spricksituation kombinerad med observationer av sprickfyllnad, vattenföring och öppenhet tolkades av Helfrich och Liljequist (2) enligt principdiagrammet i figur 12. Bilden visar att det finns tensionssprickor i W-E riktning parallellt med huvudtryckriktningen samt fyra brantstående skjuvspricksystem.

Malmens läge är parallell med s-ytorna.

Brottform

Raskraterns form framgår av figur 13 och 8. Jämförs raskraterns horisontalprojektion med spricksystemen framgår klart att brottytans form möjligen är påverkad, men ej betingad genom spricksituationen. Den inmätta raskanten i vertikalprofilen visar inte heller påverkan genom spricksystem.

Brottytans form indikerar alltså att det inte föreligger någon markant försvagning i berggrunden utan att det är snarare belastningssituationen som har föranlett raset. Givetvis har brottytan utformats i stor utsträckning efter befintliga sprickytor, som är gynnsamt orienterade och slumpvis fördelade i rymden. En del av brottet går dock även igenom intakt berg (figur 14).

Tillbakaräkning av bergets hållfasthet

Vi har försökt att med enkla beräkningsansatser utföra en överslagsmässig uppskattning av bergets hållfasthet.

Vi utgick från den enkla tvådimensionella beräkningsmodellen (3, 4) enligt figur 15. En känslighetsanalys av parametrarna brottvinkel β , friktionsvinkel ϕ , dragsprickans höjd Z samt slänthöjd visade att slänthöjd H är den i särklass viktigaste parametern som framgår av figur 16.

I en modifierad modell tas hänsyn till släntens begränsade längd. Även arean A_2 enligt figur 17 förutsätts där bli avskjuvad.

Diagrammet enligt figur 18 indikerar att erforderlig kohesion för gränsstabilitet är ca 0,4 - 0,5 MPa vid en friktionsvinkel av 30° - 40° .

Jämför man dessa värden för kohesion och friktion med Hoek's sammanställning av kohesions- och friktionsdata från en rad dagbrott (4, p 152) (figur 19) framgår att de uppskattade värdena för Långsele indikerar hög hållfasthet, i samma storleksordning som Grängesberg.

Kohesion och friktion kan man räkna om till en ekvivalent enaxiell tryckhållfasthet med hjälp av Mohr's cirkel. För Långsele får man ett värde av ca 1,4 - 2,4 MPa. Detta står i stark kontrast till bergarternas enaxiella tryckhållfasthet av ca 100 - 250 MPa. Detta indikerar en skalfaktor för hållfasthet av ca 100. Vi har försökt sätta hållfasthet i relation till berörd bergvolym och har sammanfattat vår erfarenhet i tabell 1 som visar även värdena för hållfastheten hos pelare i Laisvall. Ett klart volymsberoende hos bergets hållfasthet kan konstateras även upp till mycket stora volymer.

	Bergarts- hållfasthet (MPa)	Bergets hållfasthet (MPa)	Skal- faktor	Belastad volym (m ³)
Provkropp	100 - 300		1	10^{-5} - 10^{-4}
Pelare	100 - 250	15 - 25	10	10^2 - 10^3
Slänt	100 - 250	1 - 2,5	100	10^5

Tabell 1. Samband tryckhållfasthet - belastad volym

Förklaringen torde vara att söka i svaghetsytornas andel (i form av tex sprickytor) av totala brottytan. I både Örtfjell- och Aitikstudierna (5, 6) uppskattade man den andelen till minst 90 %, troligtvis över 95 %, medan andelen sprickyta i en laboratorieprovkropp är noll.

Situation efter raset

En beräkningsmässig bedömning av stabilitetssituationen efter raset visade för hängväggen (figur 20, 21), att risk för förnyat brott ned till 160 m är relativt liten medan risken för brott som når till större djup ökar (den för stabilitet erforderliga kohesionen ökar, figur 22). Hoek's beräkningsmodell (7) tar hänsyn till rasmassorna och deras flöde i samband med utlastning, vilket skedde under en kortare period efter raset.

Liggväggens beräkningsmässiga stabilitet är god. Efter raset kunde man dock observera en tydlig uppsprickning i fältorterna, som ligger i liggväggen nära malmen, figur 23. Där är berget kraftigt omvandlat och hållfastheten nedsatt.

Både häng- och liggvägg kunde efter raset inte betraktas som helt säkra. Som åtgärder genomfördes därför efter raset

- regelbunden okulärbesiktning av sprickutvecklingen i malmens närhet
- mätning av liggväggens horisontella och vertikala rörelse med hjälp av slangvattenpass och tråd-extensometer, mätstationernas läge framgår av figur 23
- delvis fyllning av de kvarstående öppna rummet 303 och 503 inom rasområdet.

Idag kan man konstatera att rörelserna och uppsprickningen har stannat av helt. Rummen 303 och 503 är till hälften fyllda.

SUMMARY

In June 1975 part of the hanging wall of the Långsele Mine failed. The failed masses had a volume of approximately 290,000 m³ and moved into open stopes extending from surface to the 260 m level, along a length of 110 m.

The mining method above the 260 m level was sublevel stoping with partial filling of the stopes after completed mining. Below the 260 m cut and fill mining is used.

The hanging wall failure occurred during mining of a sill pillar of 30 m height at the 160 m level. None of the 3 men present at the mine on night shift were seriously injured. The resulting air blast caused, however, serious damage to equipment at the 160 m level.

Rock mass properties were estimated from back calculations. Rock strength is high in the context of slope stability. The relationship between strength and critically loaded volume of rock, based on practical experience indicates a size effect up to very large volumes (> 10⁵ m³).

The shape of the failure surface as well as back calculation showed that failure of the hanging wall was caused by the loading conditions due to the geometry of the opening.

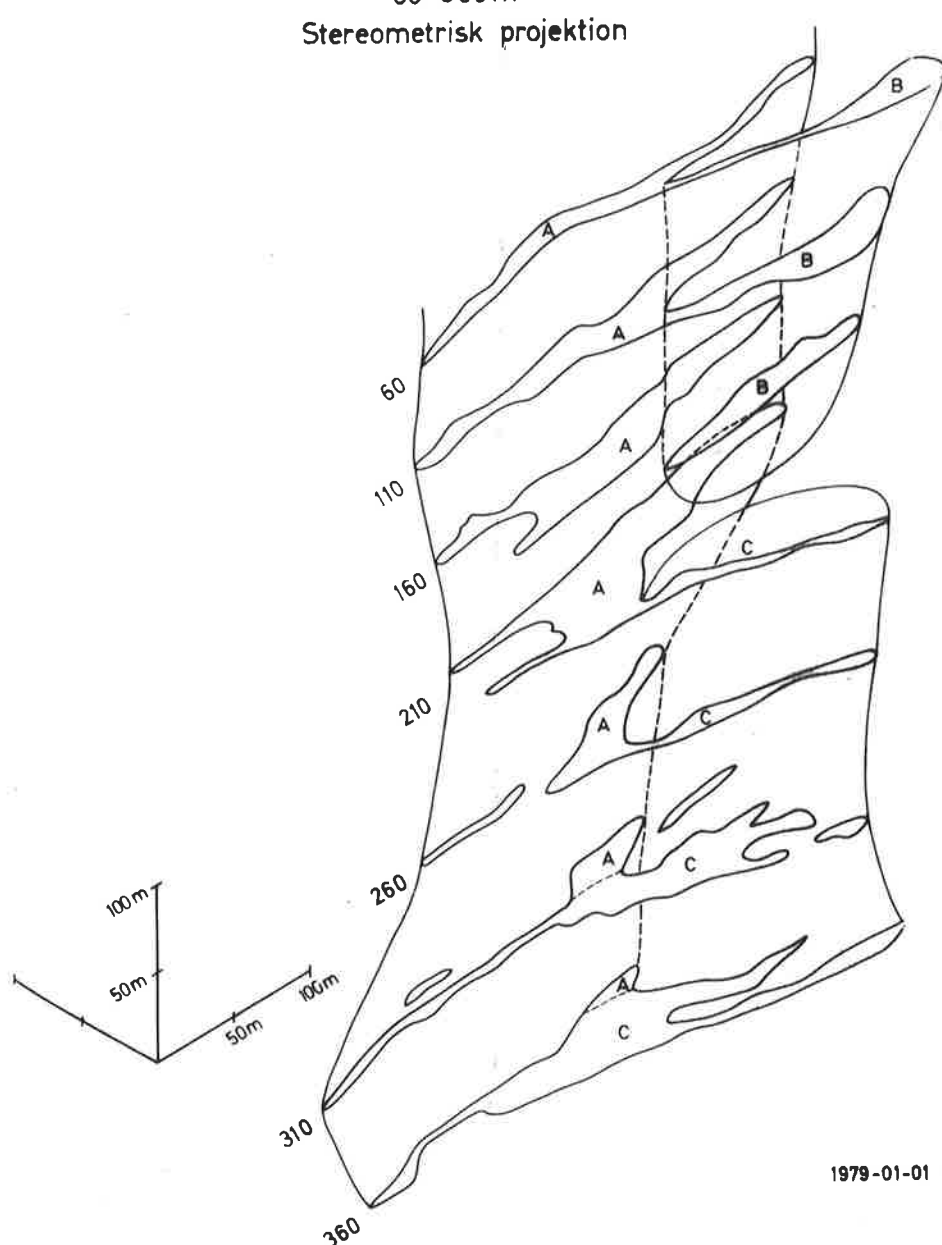
REFERENSER

- 1 Hedman, H: Långselegruvan - rapport om ras 1975-06-19, GLL-rapport 1/75, Boliden Metall AB
- 2 Helfrich, H, Liljequist, R: Hydrologisk undersökning av Långselegruvan. Gruvgeologirapport nr 119, Boliden Metall AB 1964
- 3 Hoek, E: Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines. Trans Instn Min Metall (Sect A: Min Industry), Vol 79, 1970, pp A109-132
- 4 Hoek, E, Bray, I: Rock slope engineering (London: IMM, 1974), p 309
- 5 Broch, E, Nilsen, B: Undersökelse av stabilitetsförhållena för Örtfjell dagbruð i Rana (Norge). Bergmekaniskt diskussionsmöte Stockholm 18 feb 1977, pp 19-36
- 6 Call, R D, Savely, I P, Nicholas, D E, Marek, I M: Probabilistic approach to slope design for the Aitik Mine, Sweden, Bergmekaniskt diskussionsmöte Stockholm, 18 feb 1977, pp 37-62
- 7 Hoek, E: Progressive caving induced by mining an inclined orebody. Trans Instn Min Metall (Sect A: Min Industry) Vol 83, 1974, pp A133-139

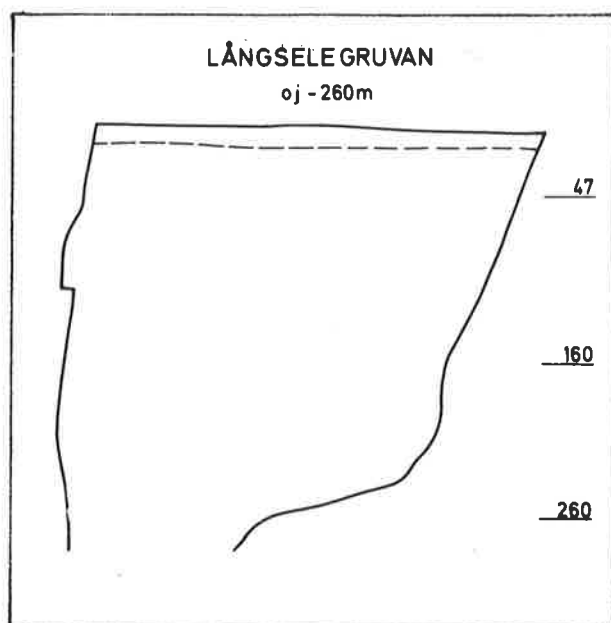
LÅNGSELEGRUVAN

60-360m

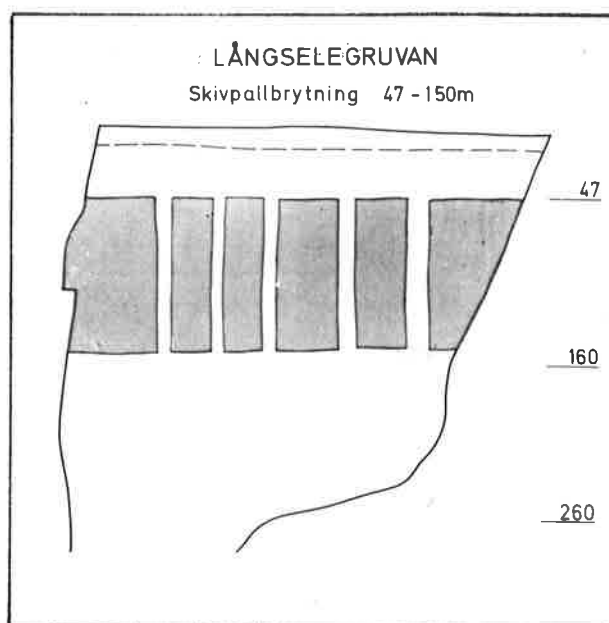
Stereometrisk projektion



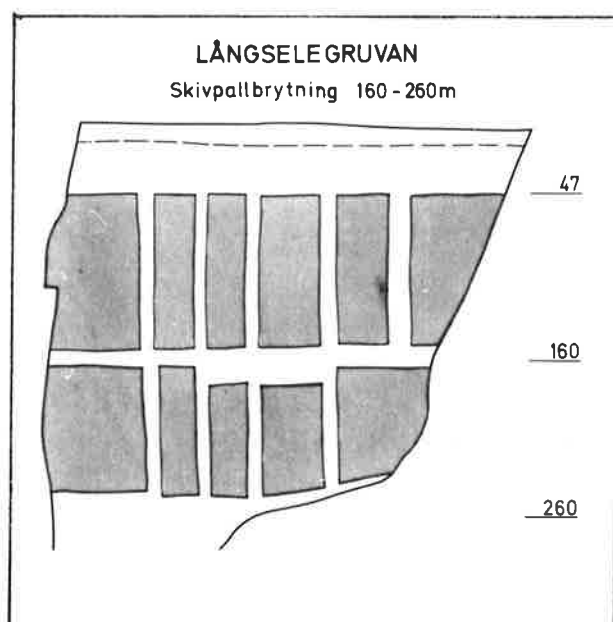
Figur 1: Långsele Mine
60 - 360 m level
stereometric projection



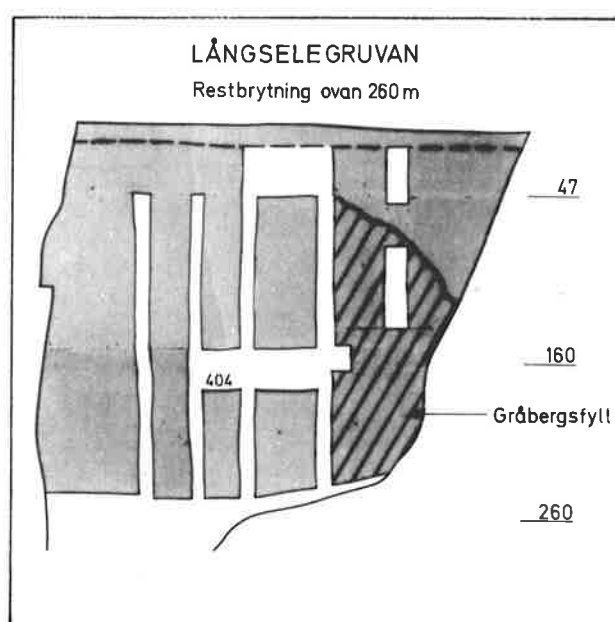
Figur 2: Långsele Mine
Surface - 260 m level



Figur 3: Sublevel stoping 47 - 150 m

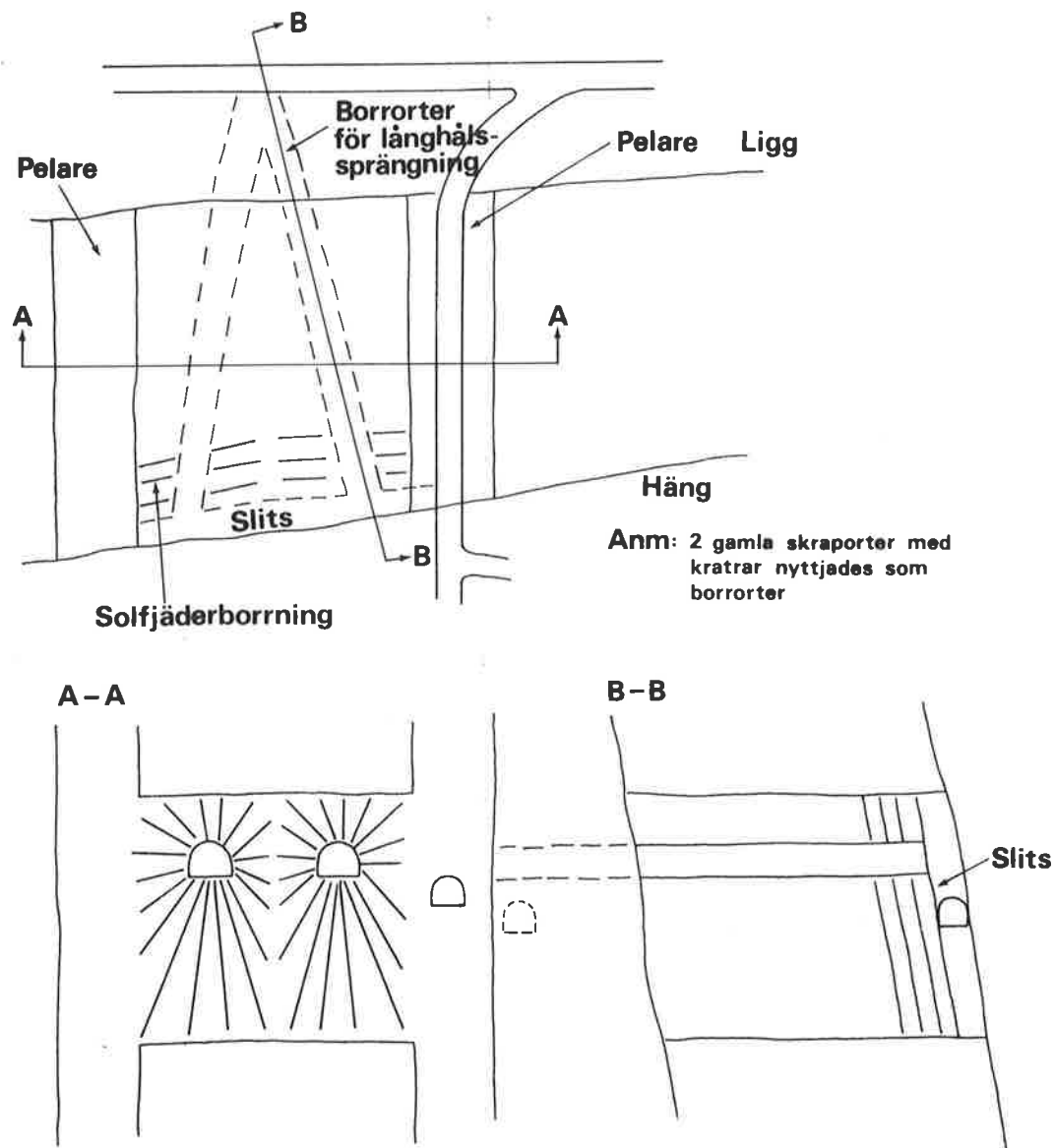


Figur 4: Sublevel stoping 160 - 260 m



Figur 5: Secondary mining above 260 m level

Långselegruvan – pos 404 innan raset



Figur 6: Pos 404 before failure

(Pelare = pillar)

(Borrorter för långhålssprängning = blast-hole drift used for longhole drilling)

(Slits = slot)

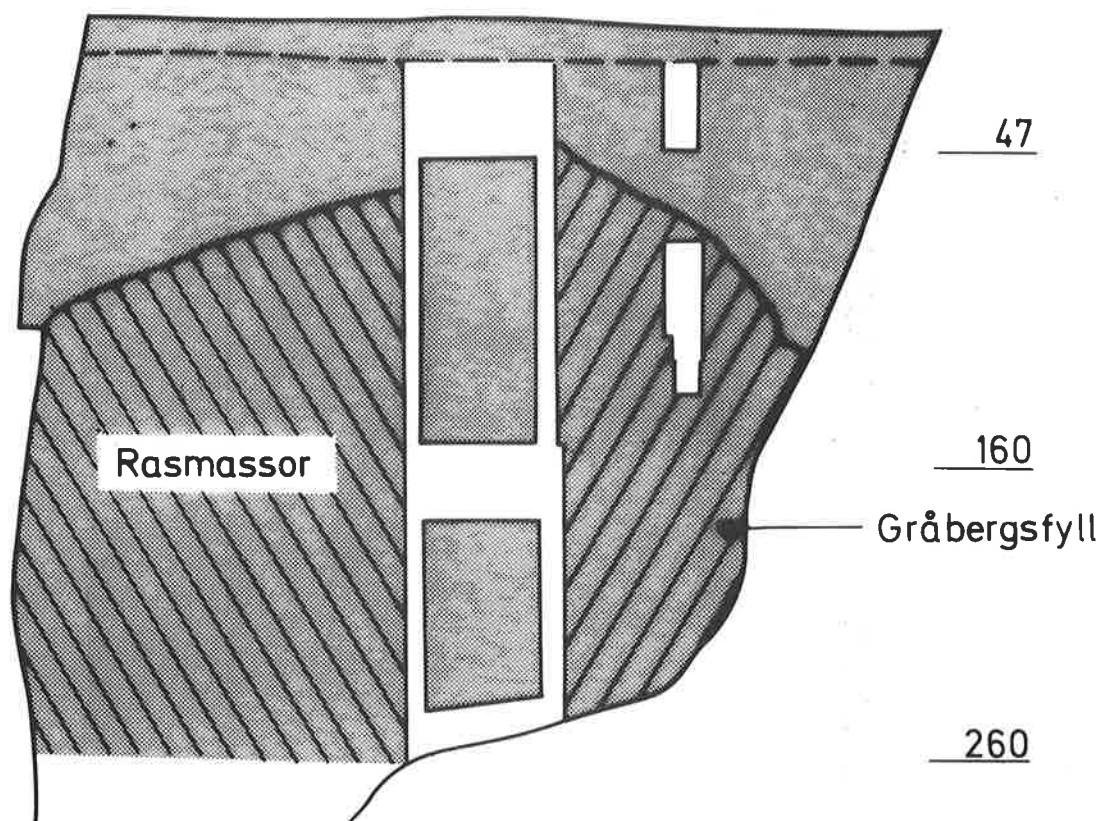
(Ligg = footwall)

(Häng = hanging wall)

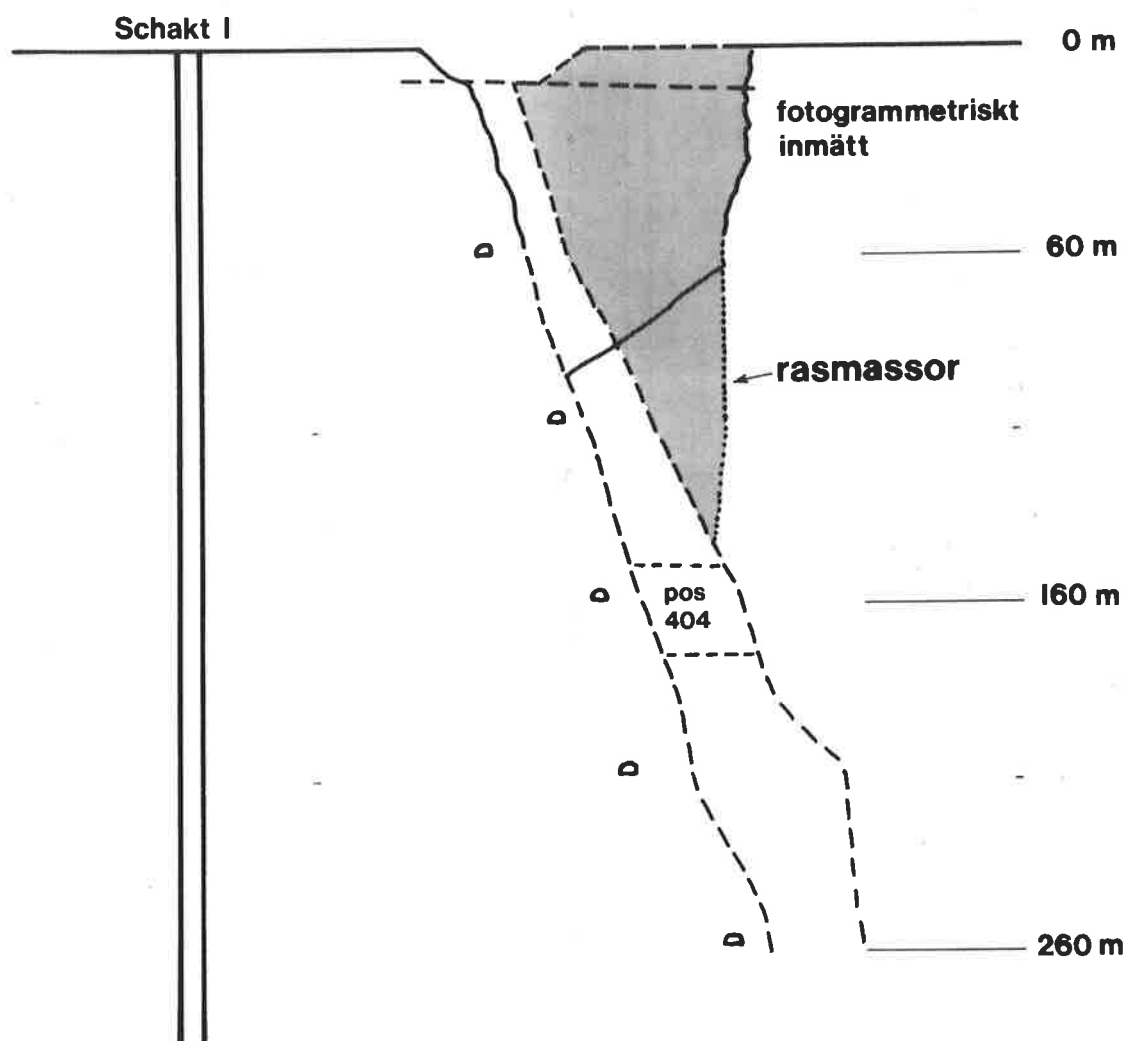
(2 gamla skraporter med kratrar nyttjades som borrorter = 2 existing scraper drifts were used as blasthole drifts)

LÅNGSELEGRUVAN

Situation efter raset

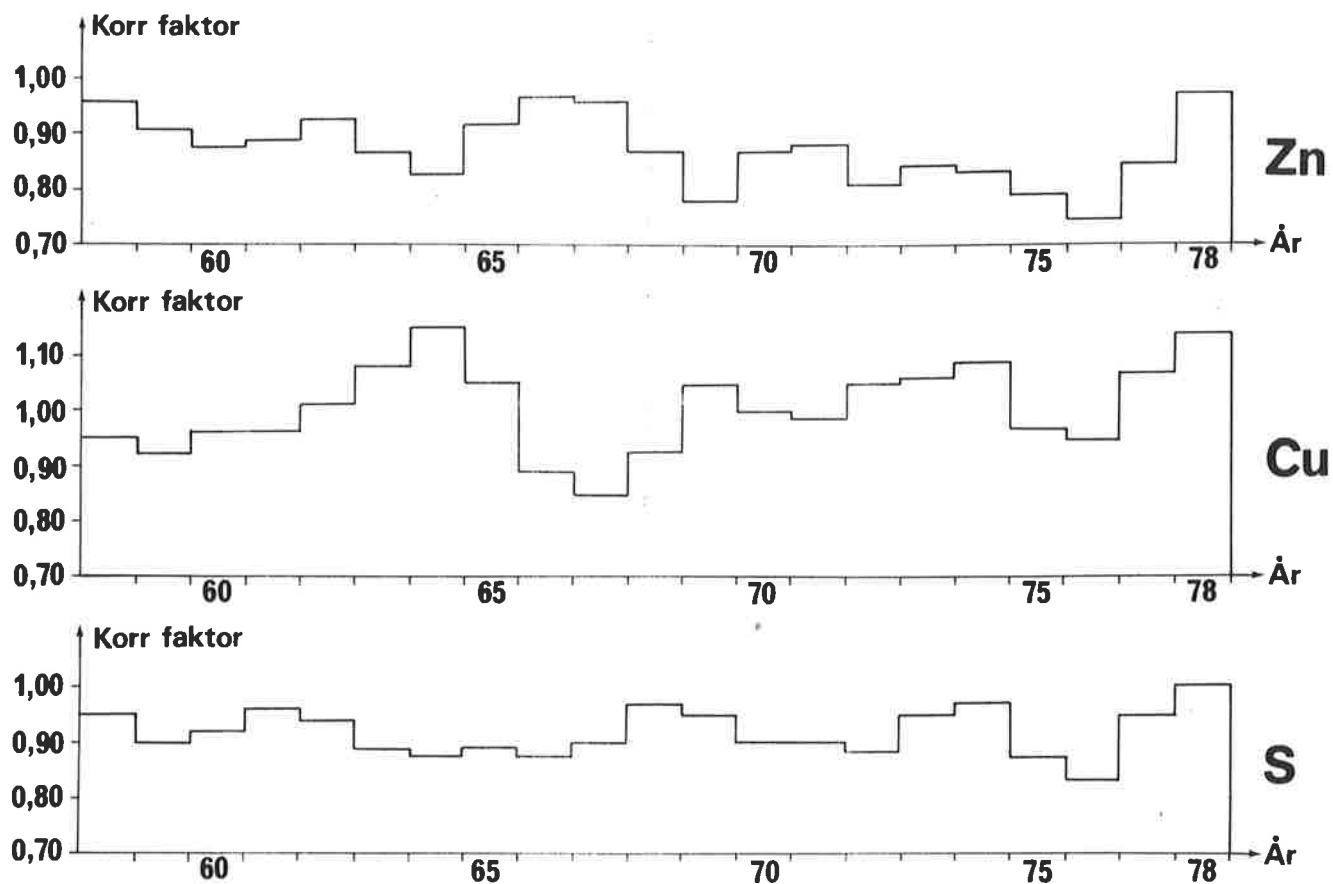


Figur 7: Situation after failure
(Gråbergsfyll = rock fill)
(Rasmassor = failed rock masses)

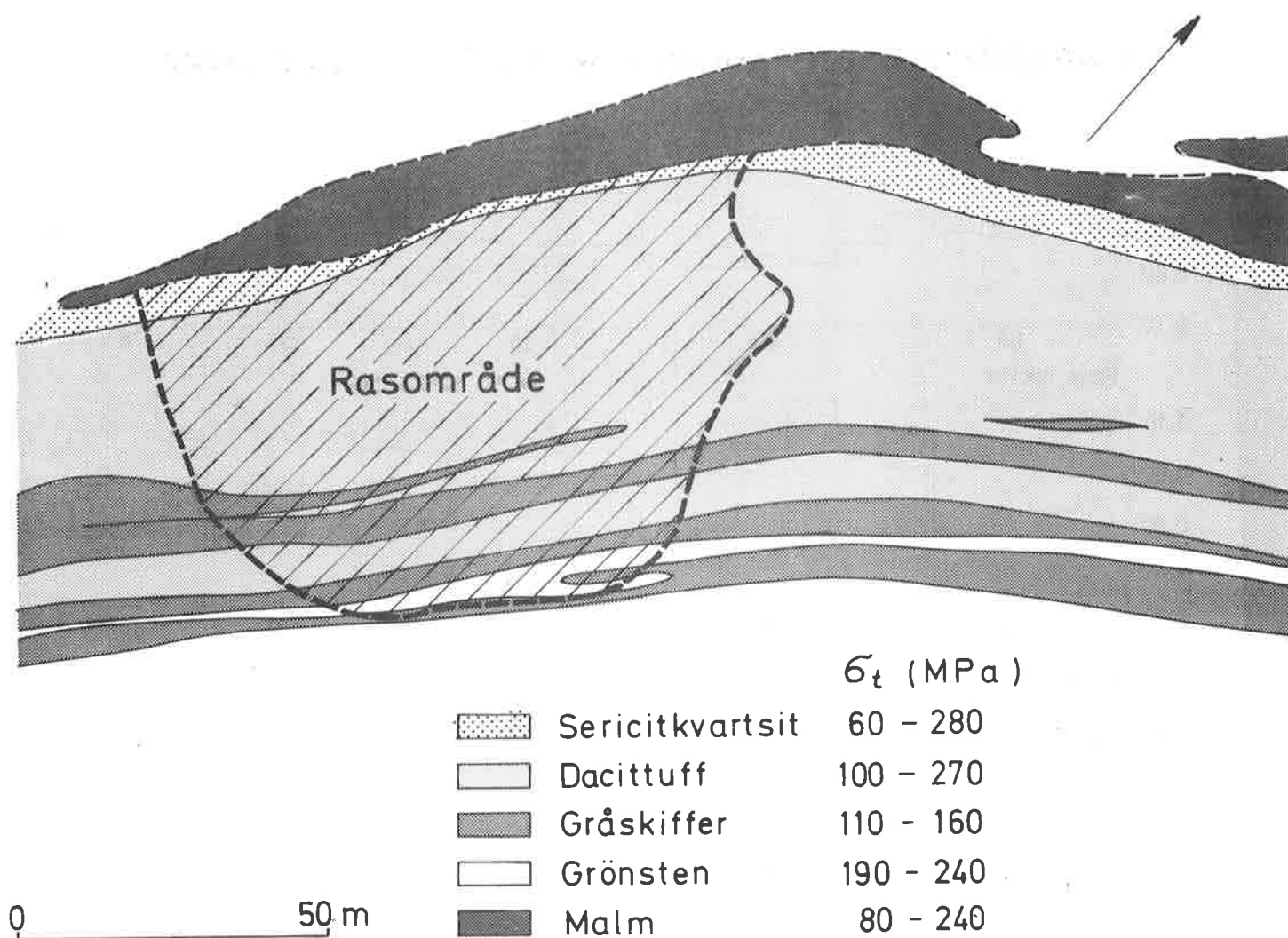


Figur 8: Vertikalsnitt genom rasområdet
(Vertical section across failure
area)
Fotogrammetriskt inmätt = measured
by photogrammetry
Rasmassor = failed rock masses

Långselegruvan – korrektionsfaktor 2-årsmedeltal



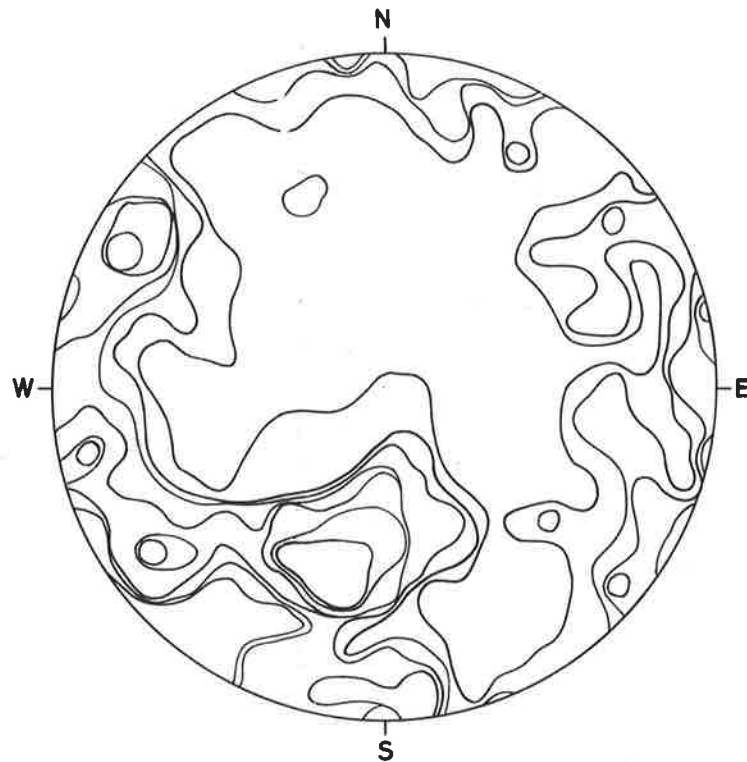
Figur 9: Correction factor 2-years
average
(år = year)



Figur 10: Bergarter inom rasområdet och deras enaxiella tryckhållfasthet
 (Rock types within failure area and their uniaxial compressive strength)
 Sericitkvartsit = sericitic schist
 Dacittuff = dacite
 Gråskiffer = phyllite
 Grönsten = greenstone
 Malm = ore

Långselegruvan

Gefüge diagram
enligt Helfrich Liljequist

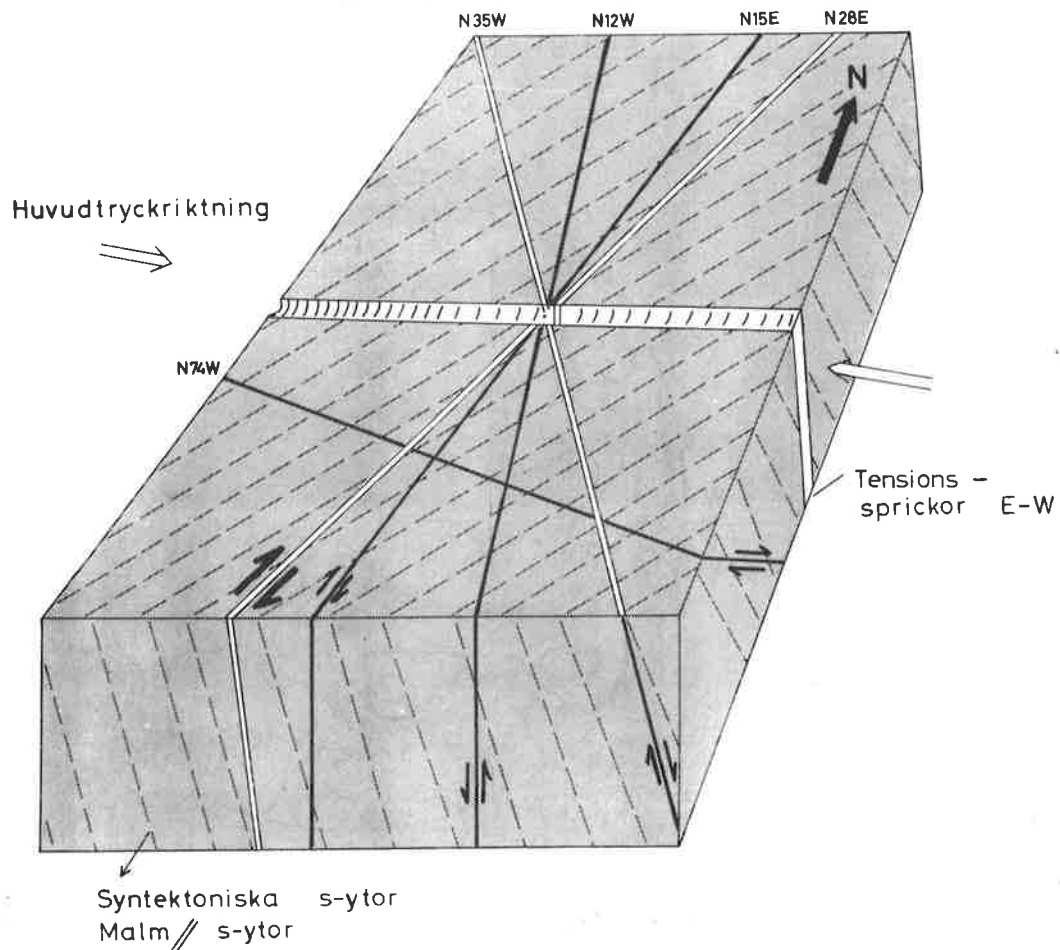


245 observationer på större sprickor
>5;4;3-4;2-3;15-2;1-15;0-1;0%.

Figur 11: Schmidt plot of major joints
according to Helfrich,
Liljequist

Långselegruvan

Tektoniskt principdiagram
enligt Helfrich Liljequist

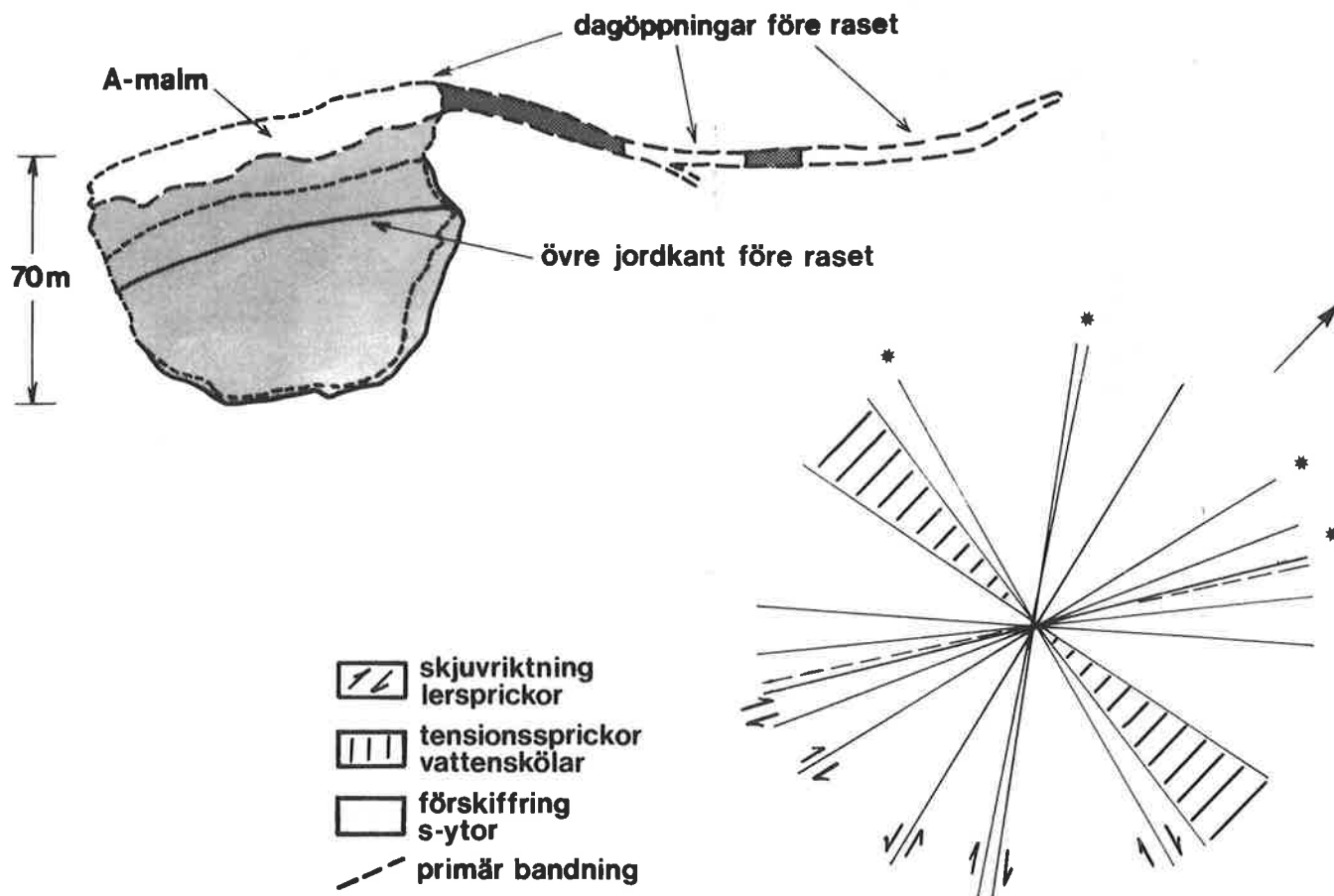


 skjuvrikt.
lersprickor

 tensionsprickor
vattenskölar

 skiffrighet

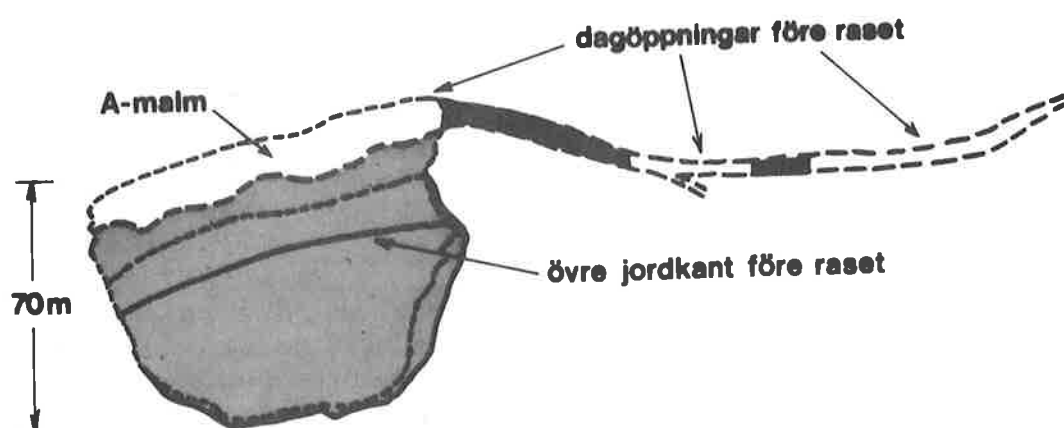
Figur 12: Tectonic situation according to Helfrich and Liljequist
Huvudtryckriktning = direction of major compressive stress
Tensionsprickor = tension joints
Syntektoniska s-yltor = syntectonic s-planes
Malm//s-yltor = ore//s-planes
Skjuvriktning = shear direction
Lersprickor = clayfilled joints
Tensionsprickor = tension joints
Vattenskölar = water bearing joints
Skiffrighet = schistosity

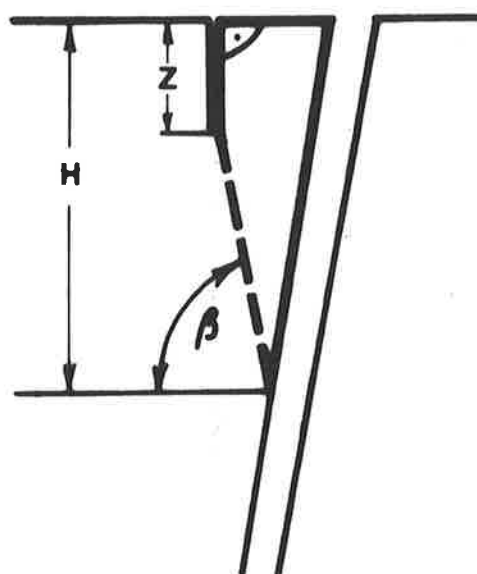


Figur 13: Raskraterns form och sprickriktningar
 (Failure surface in plan and strike
 of joint sets)
 A-malm = orebody "A"
 Dagöppningar före raset = openings
 to surface before failure
 Övre jordkant före raset = upper edge
 of soil slope before failure
 Skjuvriktning = shear direction
 Lersprickor = clay filled joints
 Tensionssprickor = tension joints
 Vattenskölar = water bearing joints
 Förskiffring s-ytor = schistosity s-planes
 Primär bandning = primary banding

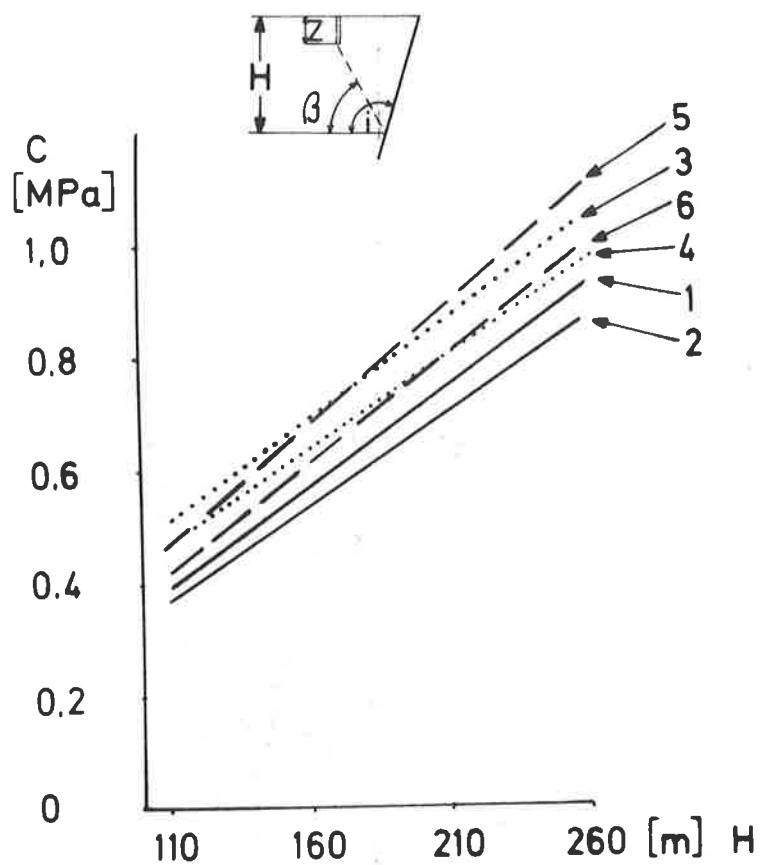


Figur 14: Brottytans utseende
(Appearance of failure
surface)



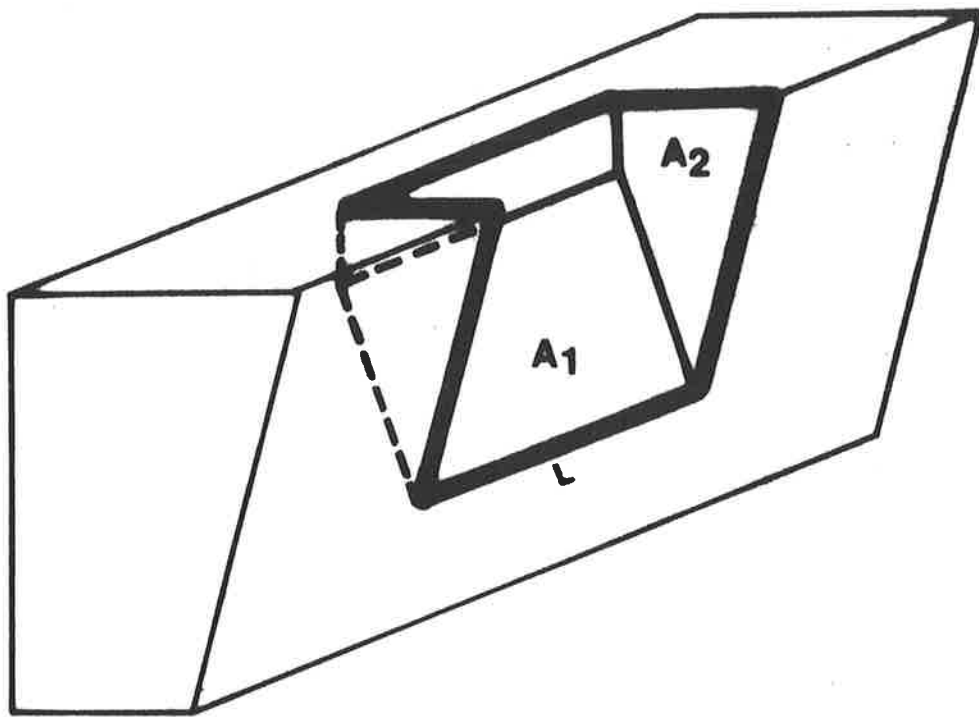


Figur 15: 2-D beräkningsmodell av häng-
väggen före raset (2-D-model
of hanging wall before failure)

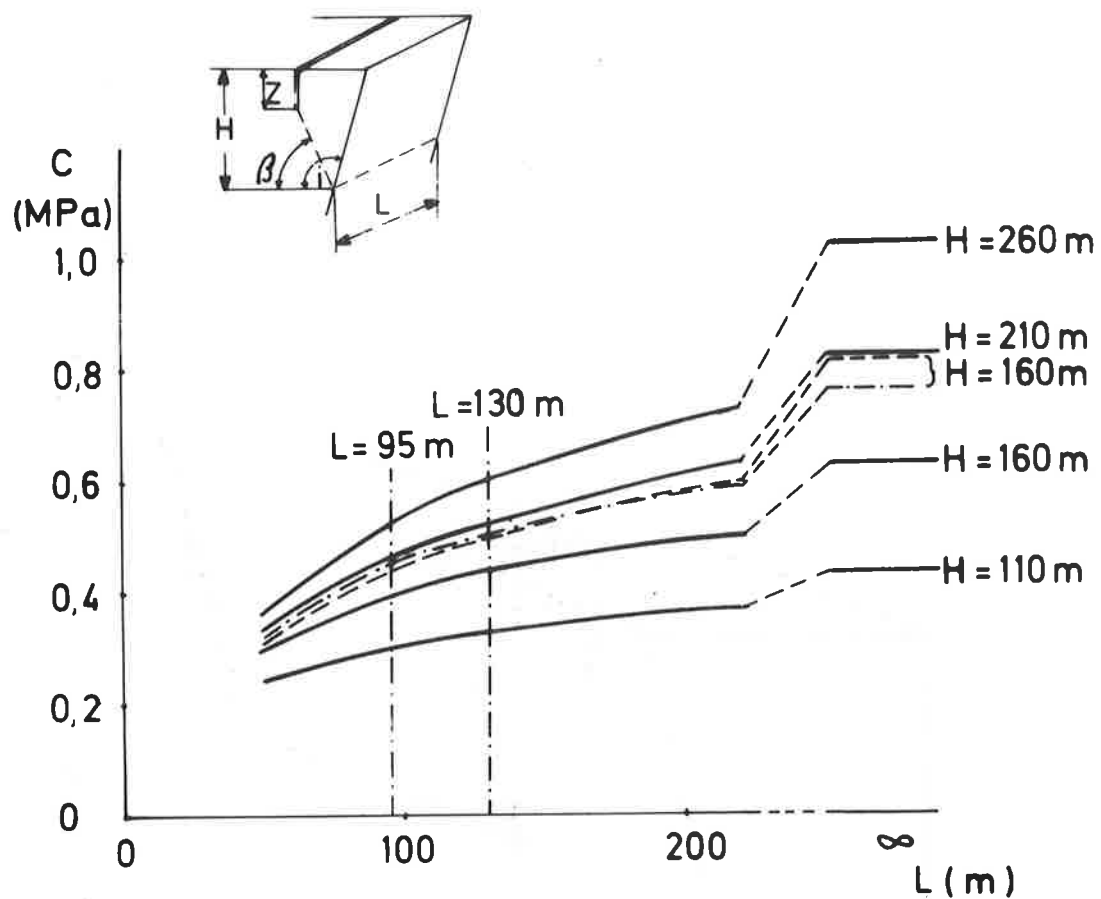


	β	$\emptyset$	Z	L
1	70	40	0	∞
2	80	40	0	∞
3	70	40	30	∞
4	80°	40	30	∞
5	70	30	0	∞
6	80	30	0	∞

Figur 16: Känslighet av C för variationer i β , $\emptyset$, Z och H : 2-D modell
(Sensitivity of C for variations of β , $\emptyset$, Z and H ; 2-D-model)



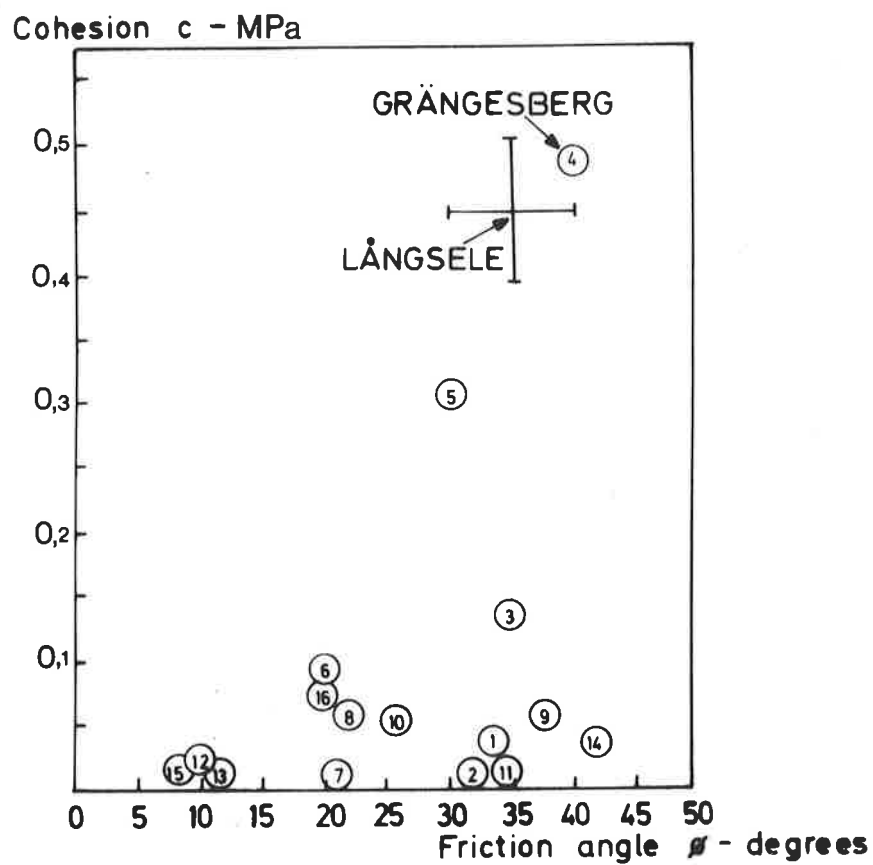
Figur 17: 3-D beräkningsmodell av häng-
väggen före raset (3-D-model
of hanging wall before failure)



$i = 100^\circ$

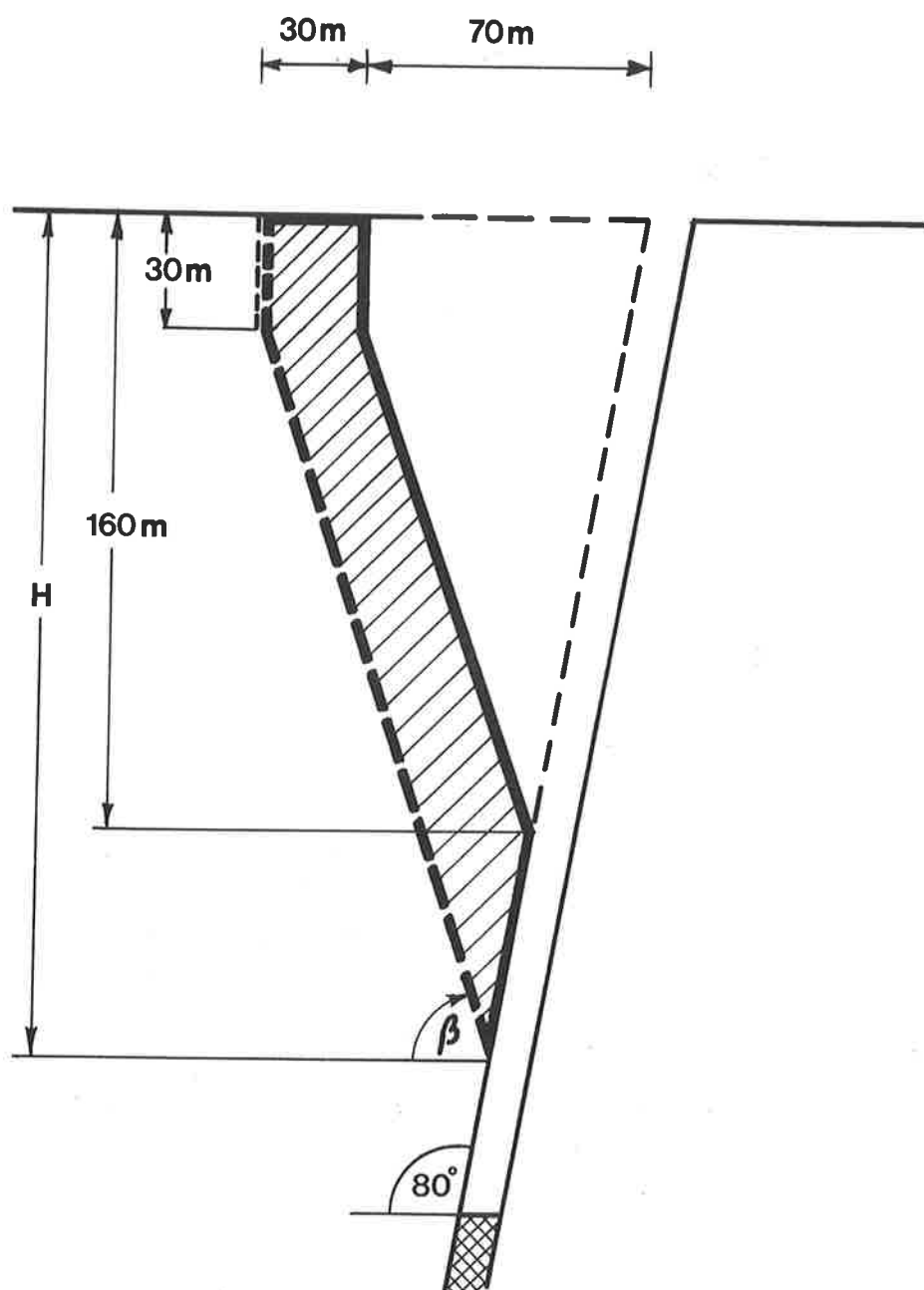
- $\beta = 80^\circ$, $\emptyset = 40^\circ$ $Z_0 = 0$
- - - $\beta = 80^\circ$, $\emptyset = 40^\circ$ $Z_0 = 30$ m
- - - $\beta = 70^\circ$, $\emptyset = 30^\circ$ $Z_0 = 0$

Figur 18: Känslighet av C för variationer i β , $\emptyset$, Z , H och L ; 3-D modell
(Sensitivity of C for variations of β , $\emptyset$, Z , H and L ; 3-D-model)

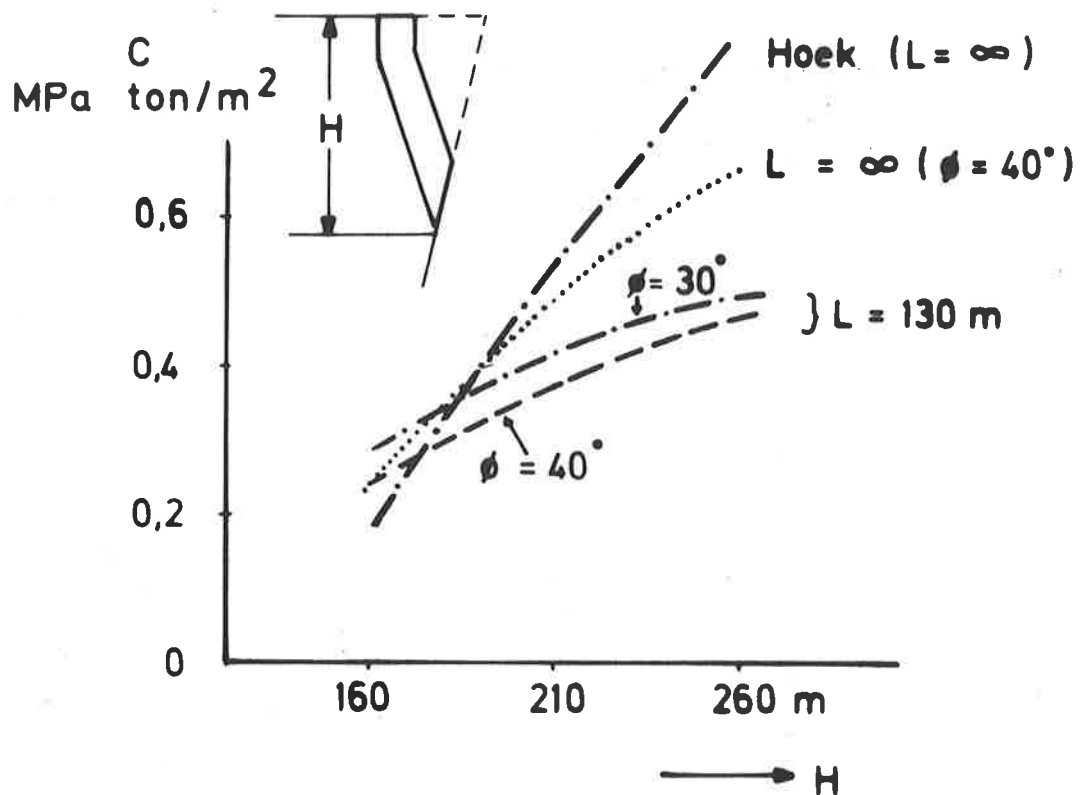


Relationship between friction angle
and cohesion mobilised at failure
(enl. Hoek)

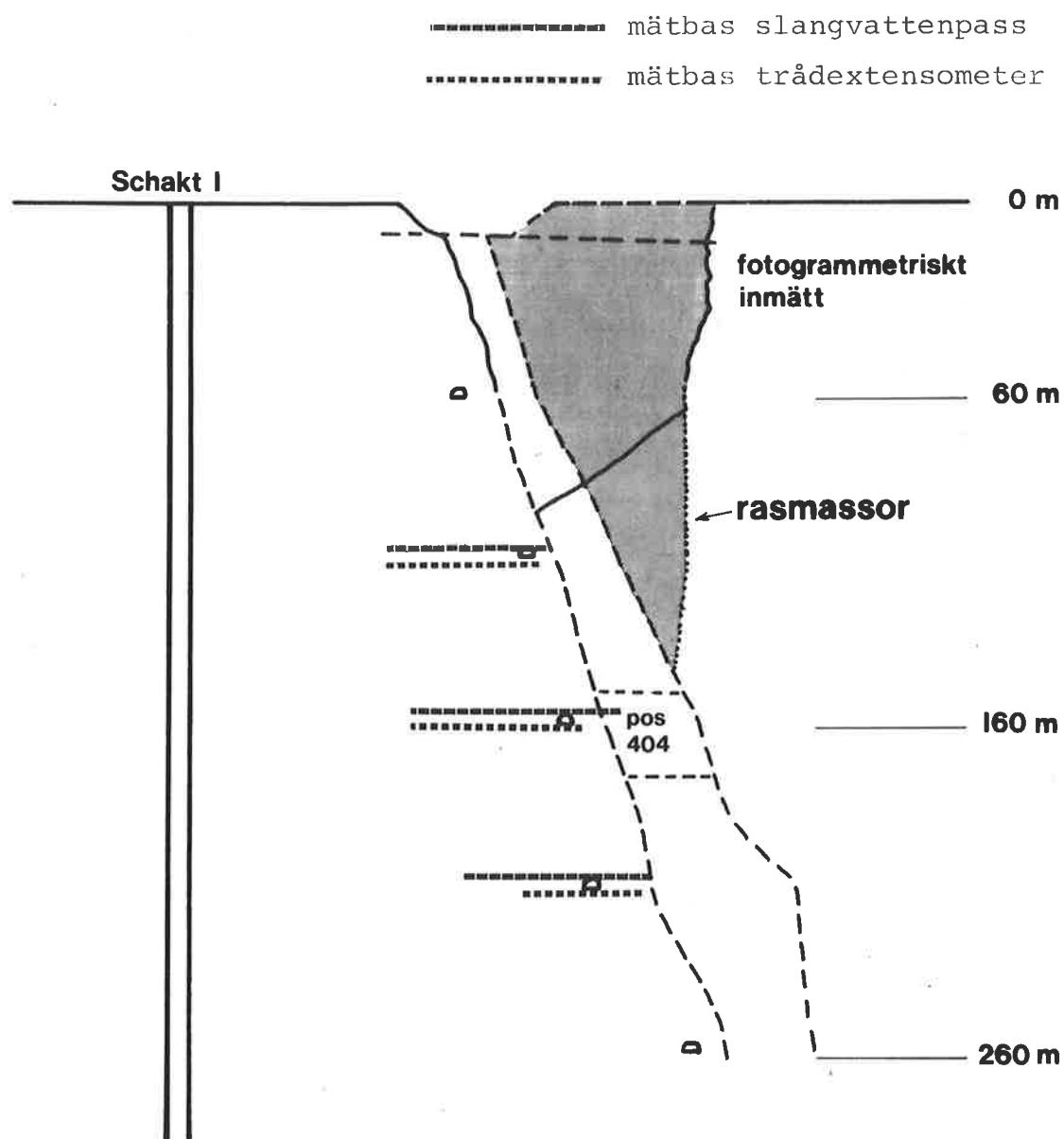
Figur 19: Samband mellan friktions-
vinkel och kohesion vilka
mobiliseras vid brott
(enl Hoek)



Figur 20: 2-D beräkningsmodell av häng-
väggen efter raset
(2-D calculation model of the
hanging wall after failure)



Figur 22: Känslighet av C för variation av ϕ , L , H och beräkningsmodell för hängväggsslänten efter brott
(Sensitivity of C for variations of ϕ , L , H and calculation model for hanging wall slope after failure)



Figur 23: Observation of footwall movements
 Mätbas slangvattenpass = measuring
 base for hydraulic settlement gauge
 Mätbas trådextensometer = measuring
 base wire extensometer

SPRICKBILDNING I KIIRUNAVAARAGRUVANS HÄNGVÄGG - OBSERVATIONER, TEORI OCH MODELLFÖRSÖK

The caving of the hangingwall at the Kiirunavaara mine - observations, theory and model studies

Forskn ing Torgny Borg, forskn ing Göran Bäckblom,
professor Ove Stephansson, Avdelningen för bergmekanik,
Högskolan i Luleå, S-951 87 Luleå

1 INLEDNING

Det synes ha varit en regel, mer än ett undantag, att äldre svenska gruvsamhällen placerats på gruvornas hängväggs-sida. Så har exempelvis varit fallet både i Grängesberg, Malmberget, Tuolluvaara och Kiruna. Förhållandet medför avsevärd störning av samhällsplaneringen; efterhand som malmen bryts kommer hängväggen succesivt att påverkas. Närmast malmen kommer hängväggen att rasa, längre ut uppkommer sprickbildning och utanför sprickzonen erhålls en deformationszon.

Vårt arbete i Kiruna har varit inriktat på tre väsentliga problem för hängväggen i Kiirunavaaramalmen. Det första problemet har varit att förbättra prognosen för den s k sprickvinkeln. Definitionen framgår ur Fig 1.

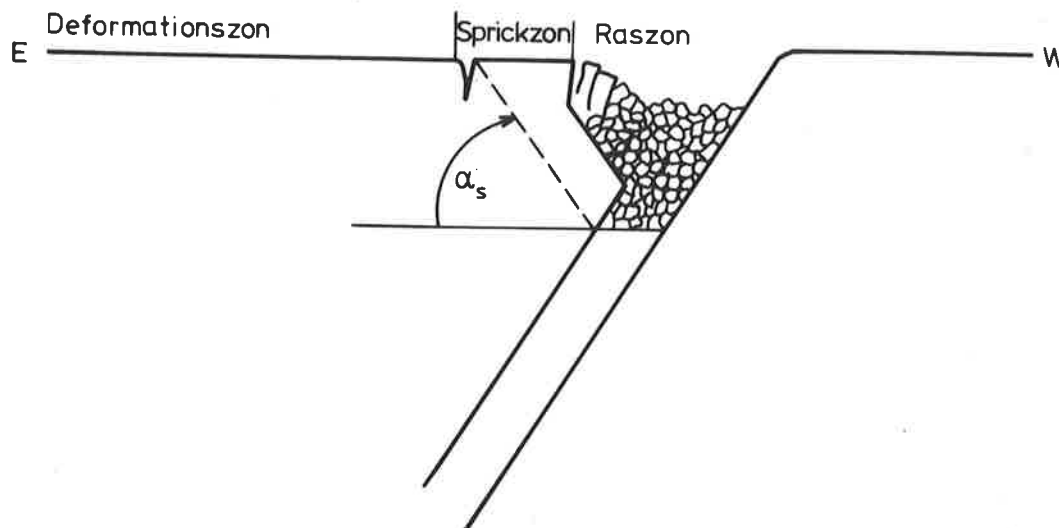


Fig 1

Definition av sprickvinkeln α_s , raszon, sprickzon och deformationszon

Definition of the angle of cracking α_s , the zones of caving, cracking and deformation

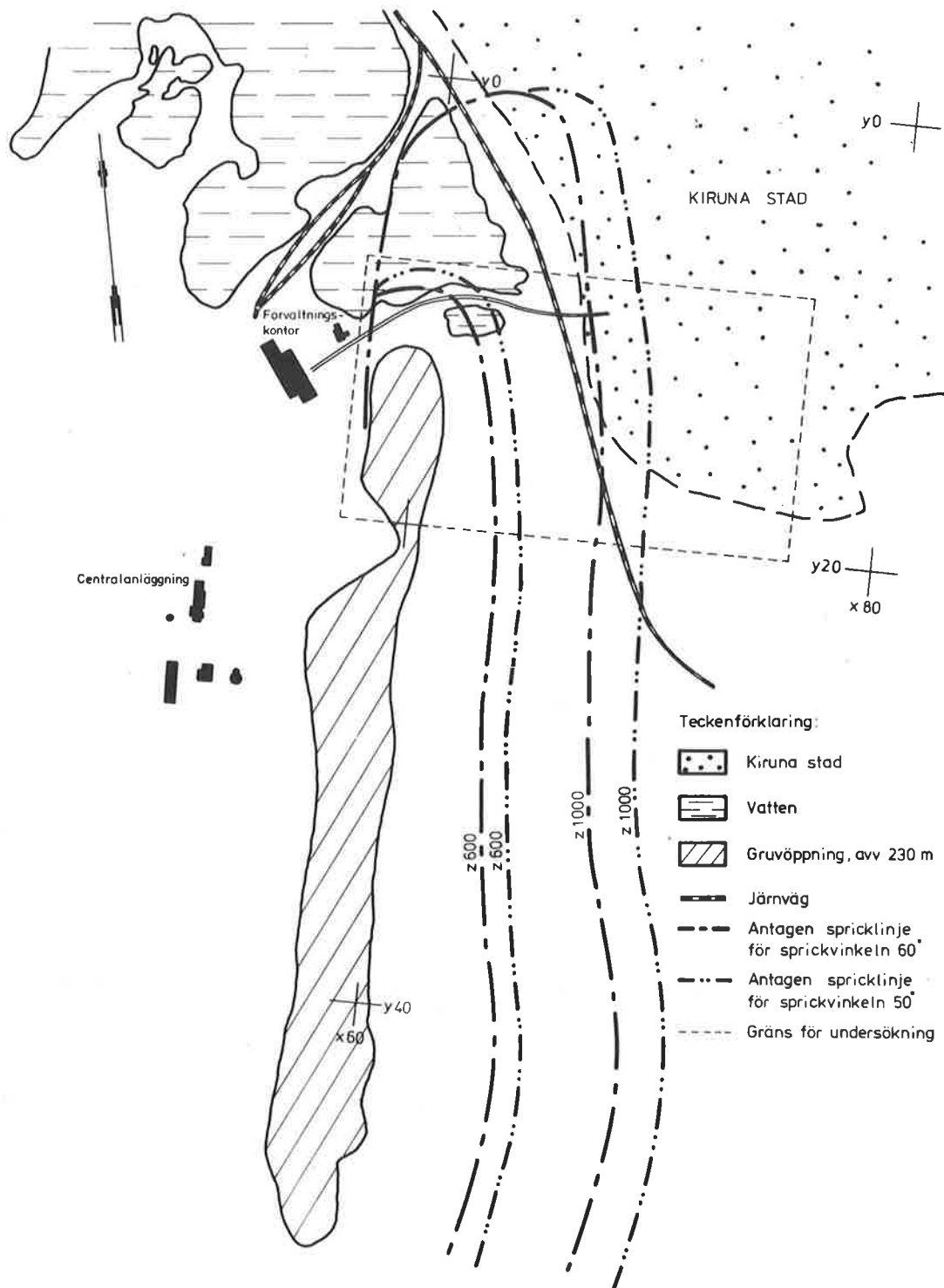


Fig 2 Kiirunavaara med omgivningar
 Kiirunavaara with surroundings

Betydelsen av sprickvinkeln för samhällsplaneringen framgår tydligt ur plankartan över Kiirunavaara med omgivningar, Fig 2.

Vid tidigare sprickprognoser i Kiruna antogs två sprickvinklar, 50° respektive 60° .

Under senare tid har dock en flackare vinkel än 50° indikerats. Detta medför att planerade aktiviteter som t ex flyttning av järnvägen kan komma att tidigareläggas.

Den naturliga följdfrågan blir: Kan man på något sätt bromsa utvecklingen av hängväggens sprick- och deformationszon? Omläggningen av järnvägen medför avsevärda kostnader. Med gängse ekonomiska analysmetoder är det fördelaktigt att skjuta på investeringen så lång tid som möjligt.

En idé har varit att fylla dagbrottet i malmens norra delar med sprängsten och därigenom bromsa uppsprickningen.

Det tredje problemet som studerats rör brytningen i den norra delen av Kiirunavaara. Här används en säkerhetsvinkel mot Gruvvägen och sjön Luossajärvi för att inte riskera deformationer mot förvaltningskontoret och vatteninbrott från Luossajärvi. Som framgår ur Fig 3 kommer vinkeln på sikt att medföra malmförluster. Det är naturligtvis intressant att öka denna vinkel.

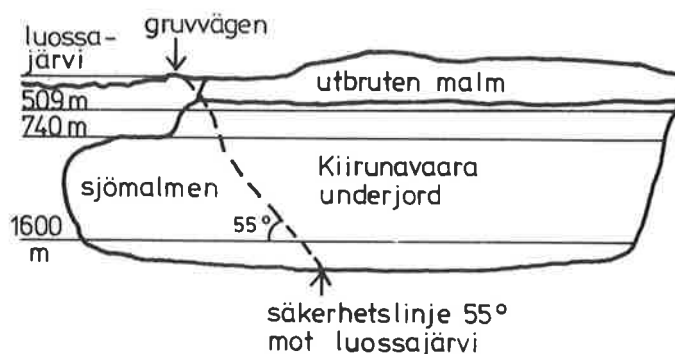


Fig 3 Längdsektion av Kiirunavaara
Length section of Kiirunavaara

I enlighet med de projektförutsättningar som funnits mellan LKAB och Högskolan i Luleå har endast enkla modeller använts i det inledande skedet.

Modellteknikerna som använts här är två- och tredimensionella kinematiska modeller (rörelsemodeller) samt finit elementanalys. Den finita elementanalysen behandlar den stabiliserande effekten av att fylla dagbrottet i Kiirunavaaras norra del med sprängstensmassor.

Här beskrivs en tvådimensionell rörelsemodell, basal friktionsmodell och en tredimensionell rörelsemodell, vibrerbar låda.

Det utmärkande hos rörelsemodeller är att dessa återger strukturerna i det geologiska systemet och att tillräckliga krafter påförs för att erhålla en brotttyp. Med modellens hjälp kan vi bestämma om ett tunneltak kan rasa, men inte om ett ras sker eller ej. Modeller-na är ett bra hjälpmedel vid alla former av stabilitetsanalyser, eftersom ett viktigt steg i en stabilitetsanalys är att fastställa brotttyp.

2.1 Basal friktionsmodell

Den basala friktionsmodellen fyller de krav som kan ställas på en rörelsemodell. (Goodman, 1976; Spang, 1976; Borg och Stephansson, 1977; Stephansson et al, 1978). Idén med basala friktionsmodeller är att gravitationen simuleras. En tvådimensionell "kropp" av ett modellmaterial byggs upp i en ram; geometri och spricksystem formas. Modellen vilar plant mot en rå yta, exempelvis en slipduk. Genom att sätta duken eller modellen i rörelse kommer friktionskrafter att uppstå i kontakten mellan modellmaterial och slipduk - gravitationen simuleras. Modellmaterialet som används ger möjlighet att skära till spricksystem med ett vasst verktyg. Vanligtvis används material som kan återanvändas. Principen illustreras i Fig 4.

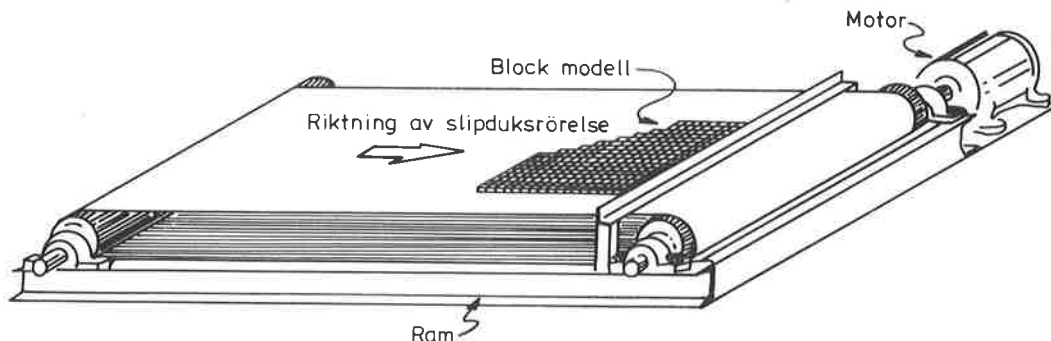


Fig 4 Principen för basal friktionsmodell. Efter Hoek & Bray, 1977

The principle of the base friction model.
After Hoek & Bray, 1977

Den utrustning som finns vid LuH/bergmekanik, Fig 5, består av följande huvuddelar:

- slipbord
- slipduksband
- motor
- frekvensomformare

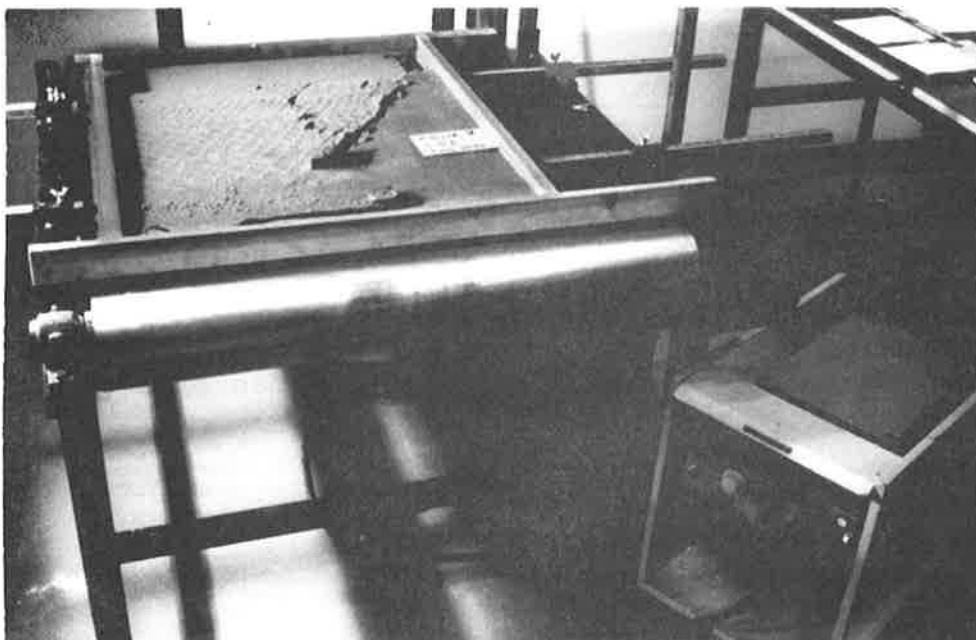


Fig 5 Utrustning för basala friktionsförsök
Base friction model apparatus

Slipbordet har sådana dimensioner att ända upp till en meter breda modeller kan byggas. På slipbordet finns ramen monterad inom vilken modellen byggs upp. Ramen kan lätt ställas om för olika modellstorlekar. I bordets vardera ände finns valsarna. Avståndet mellan dessa är 1.1 m. Motorn driver via kilremmen en av valsarna och slipduksbandet kommer i rörelse. Slipduksbandet finns att köpa i standardutförande i olika längder och råheter. Motorn kan steglöst varieras med hjälp av en frekvensomformare. Ett typiskt resultat från ett försök visas i Fig 6. Här simuleras malmkroppen med klotsar. Genom att avlägsna klotsarna under körning simuleras brytningen.

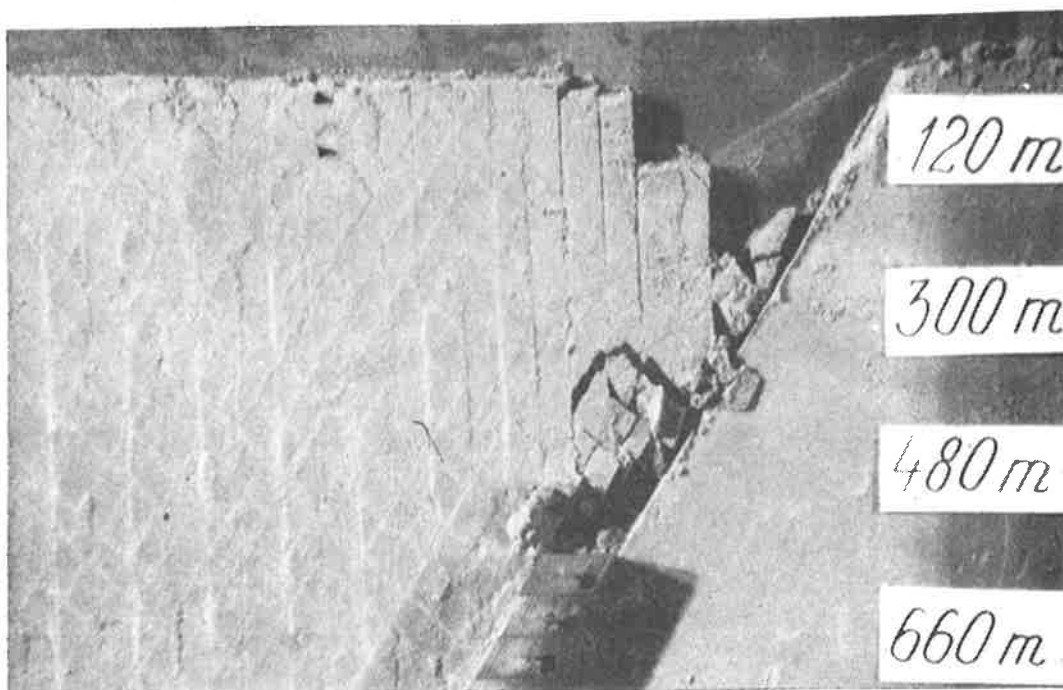


Fig 6 Brotttyp i en hängvägg med tre sprickgrupper
Failure mode in a hangingwall with three joint sets

2.1 Vibrerbar låda

Med den tredimensionella rörelsemodellen kan brottförloppen studeras tredimensionellt. Detta är i flertal fall helt nödvändigt för att kunna ge en realistisk bedömning av hur hängväggen kommer att uppträda. Det är vanligt att åtminstone någon sprickgrupp skär malmen diagonalt, och detta förutsätter tredimensionella modellförsök för att en prognos skall kunna utföras. Principen för den vibrerbara lådan framgår ur Fig 7.

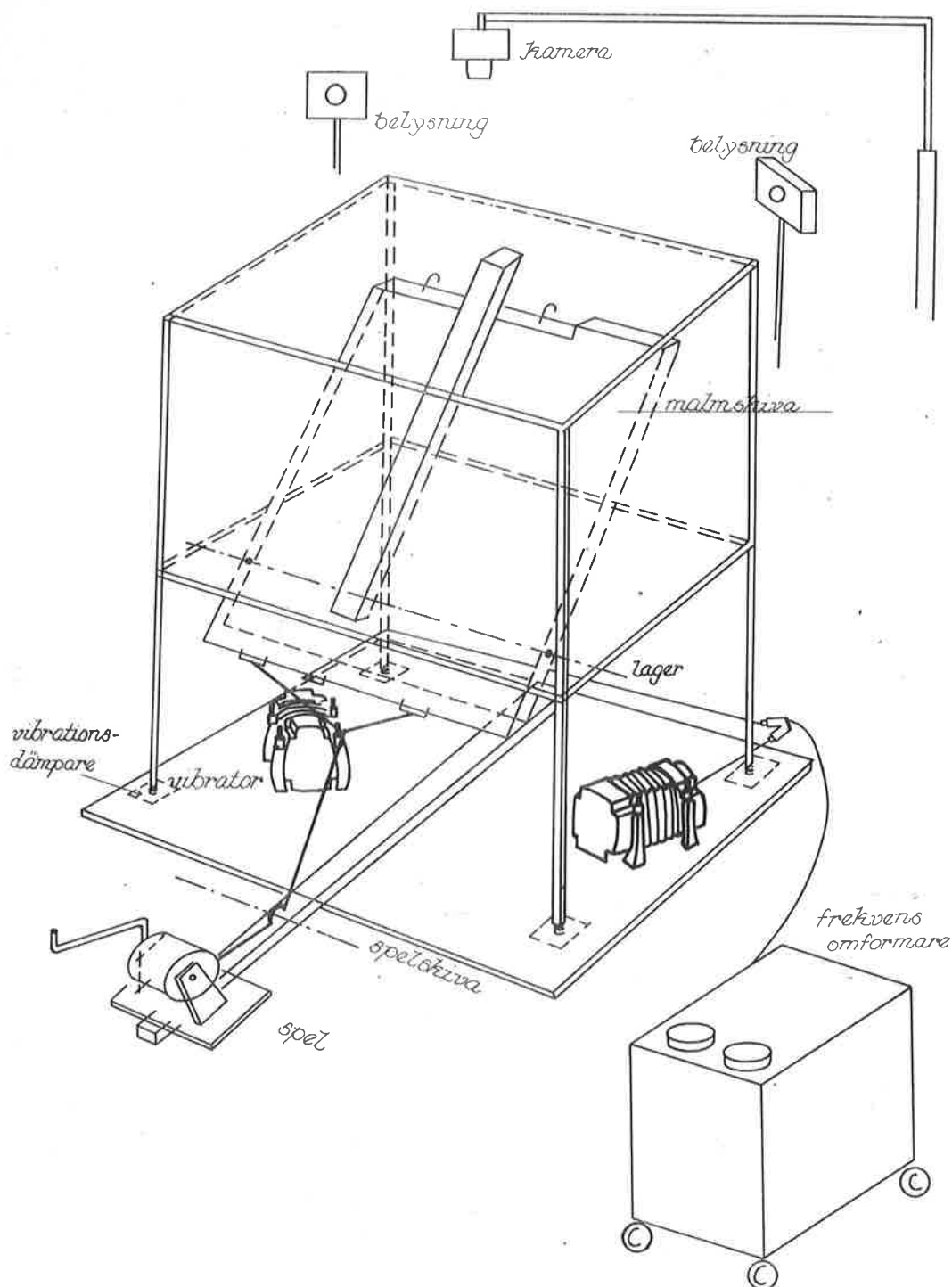


Fig 7

Principer för tredimensionell vibrerbar låda

Sketch showing the principles of the three-dimensional vibrating box

En malmattrapp placeras i en låda fylld med modellmaterial. Attrappen dras ner en sträcka - malmen bryts - och lådan vibreras. I markplanet sker en sprickbildning och det tredimensionella rasförloppen kan studeras.

Fördelen med tekniken är att det är mycket lätt att variera de geologiska strukturerna med avseende på riktning, frekvens, uthållighet och dominans. Likaså är det enkelt att studera förloppet för olika malmstupningar. Genom att byta malmattrapper kan fältstupning och pelaravsättning varieras. Ett typiskt försöksresultat visas i Fig 8

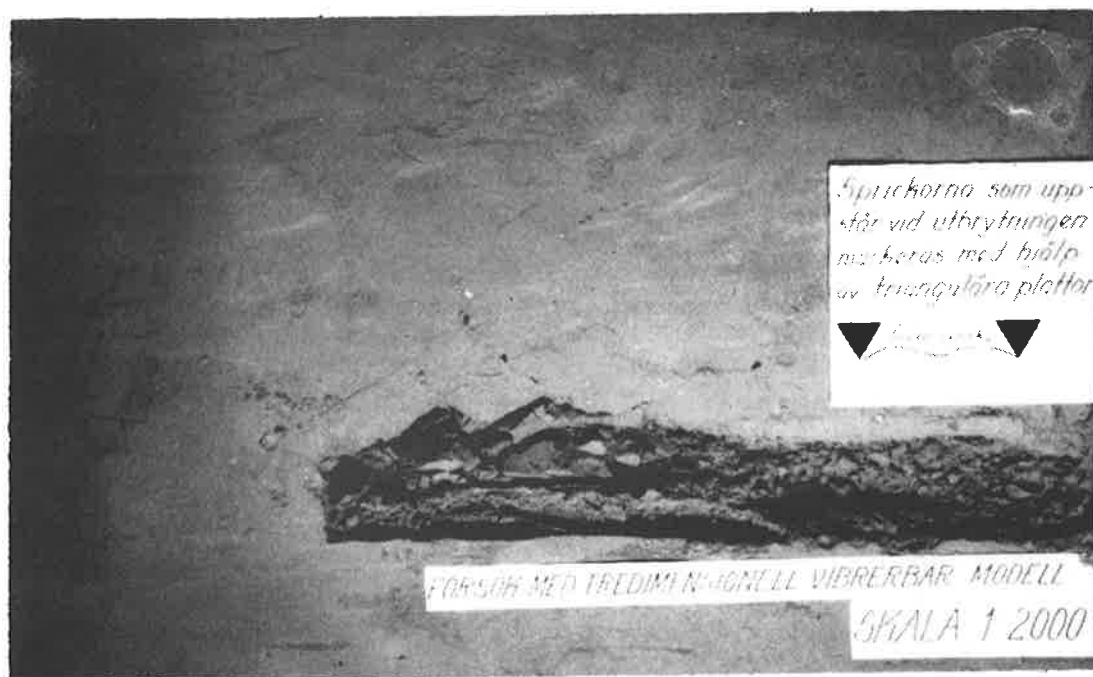


Fig 8 Sprickbildning i hängväggen kring en gruvöppning
Fracturing in a hangingwall around a mine opening

Bilden visar uppsprickningen på hängväggen för en malm med stupningen 60° . Hängväggen genomsätts av tre sprickgrupper: en är parallell med malmen medan två skär in diagonalt i malmen.

2.3 Något om finita elementmetoden

Det finns ingen anledning att i detta sammanhang beröra teorin för finita elementmetoden. Den intresserade läsaren hänvisas till Bathe, 1976.

Vid användande av finita elementmetoden har vi, i detta inledande skede, försökt att skära ned på komplexiteten i geometri och materialmodell. Programvaran vi har använt, ADINA, är utvecklad vid Massachusetts Institute of Technology under ledning av professor K J Bathe, Bathe, 1977.

Innan modellförsök påbörjas är det nödvändigt att ha en tredimensionell geologisk, bergmekanisk och hydrogeologisk bild över det område som skall studeras. Med tillgängliga resurser har det inte varit möjligt att få en fullgod kännedom om den bergvolym vi analyserat i modellförsöken. Anledningen härtill är bl a, förutom bergvolymens storlek - ca 1 km³, att hela området är jordtäckt.

På grundval av existerande geologiskt, geofysiskt, bergmekaniskt och hydrogeologiskt material, samt egna begränsade karteringar, ställde vi upp följande arbetshypotes:

Kirunamalmen inordnas i en gravitationstektonisk modell. Med utgångspunkt från den geologiska situationen, malmernas fördelning i stort samt malmkropparnas geometri antar vi att teorin om boudinagestrukturer är tillämplig.

I hängväggen finns två typer av lavabäddar som växelagrar. De elastiska parametrarna i området varierar enligt Fig 9.

Bergspänningarna i Kirunaområdet har hämtats från mätningar utförda av professor Nils Hast, Hast 1959, och 1975. De primära bergspänningarna ges av sambanden:

$$\sigma_V = 0.027 \cdot Z \quad (1)$$

$$\sigma_H = 1.2 + 0.058 \cdot Z \quad (2)$$

där σ_V är vertikala spänningen, [MPa], σ_H är den horisontella spänningen, [MPa], Z är mäktigheten av överliggande bergmassor, [m].

Den största huvudspänningen är riktad vinkelrätt mot malmens kropp.

Vi noterar tre dominerande sprickgrupper för området.

Uthålliga svaghetsplan har konstruerats med ledning av borrhärnsdata och från geologiska och geofysiska undersökningar. Frekvens och riktning av dessa anges i det stereografiska projektionen i övre hörnet av Fig 10.

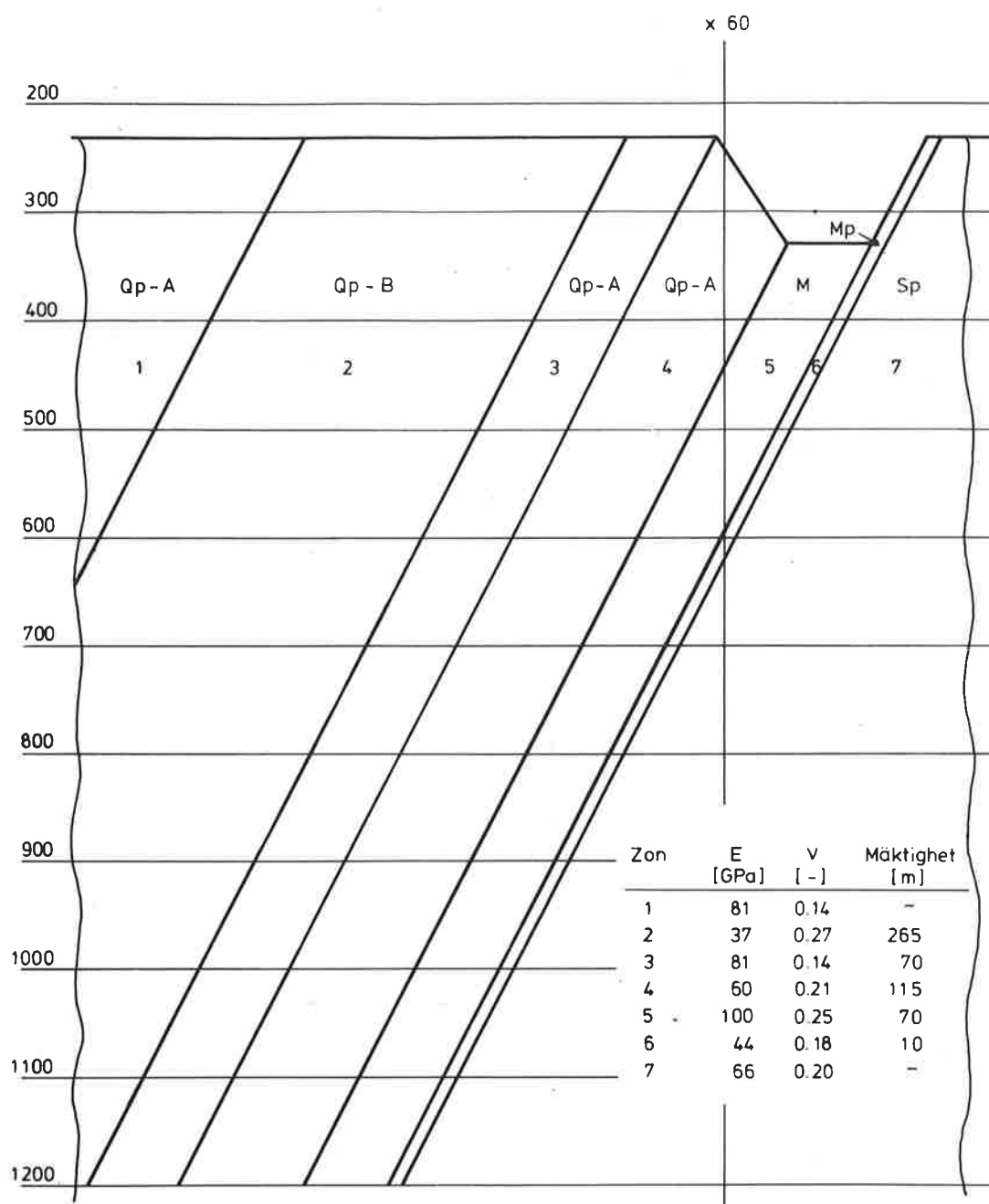


Fig 9

Bergarternas elastiska egenskaper i
Kiirunavaara, vertikalprofil Y14

The elastic properties of the rocks at
Kiirunavaara, section Y14

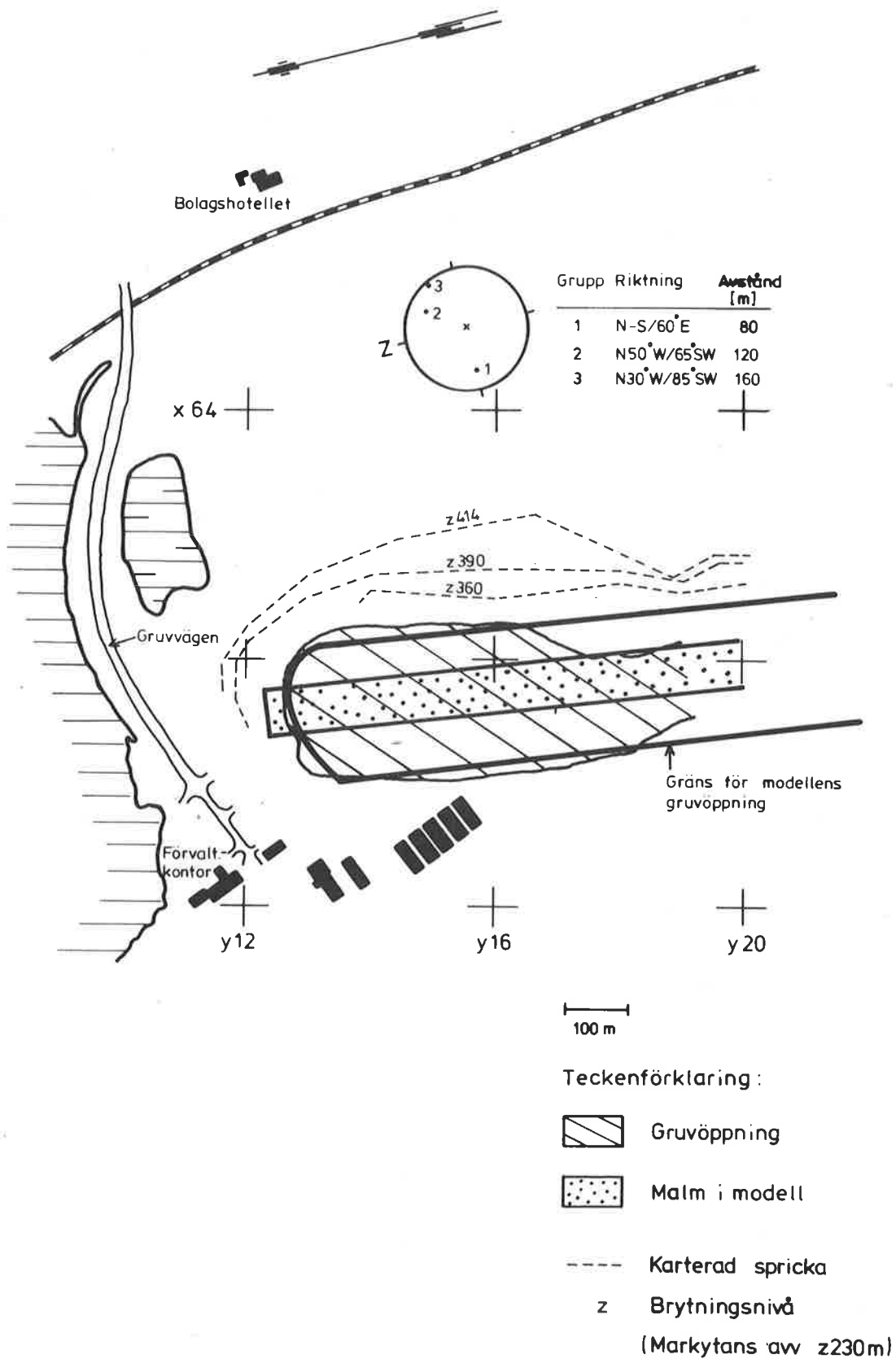


Fig 10

Norra delen av Kiirunavaara

The north part of Kiirunavaara

Om prognoser skall ställas på basis av de resultat som framkommer ur försök med rörelsemodeller är det nödvändigt att dessa korreleras med fältobservationer.

När det gäller sprickbildningen i Kiirunavaara hängvägg finns det ett antal registreringar att avstämma prognoserna mot.

Här är det framförallt de spricklinjer som registrerats längs hängväggen som är värdefull information. Spricklinjerna för olika brytningsdjup framgår ur Fig 10. Vid användande av numeriska metoder finns det även möjlighet att jämföra resultaten med precisionsmätningarna som utförs på markytan.

Den basala friktionsmodellen har i huvudsak använts för att studera uppsprickningen och brottypernas beroende av olika spricksystem. Modellen har även använts för att studera den stabiliserande inverkan av rasmassor. Resultaten från modellförsöken i skala 1:2000 visar att det finns stora möjligheter att styra brotttyp genom val av spricksystem; skjuvbrott, kombinerat drag- och skjuvbrott, enbart dragbrott o s v. För en teoretisk behandling med exempelvis jämviktsmetoder är det av fundamental betydelse att ha full förståelse för själva brottprocessen.

Brottypen för vårt antagna spricksystem ger det karakteristiska kombinerade drag- och skjuvbrottet. I överytan fås vertikala dragsprickor som så småningom övergår till skjuvsprickor.

Den genomsnittsliga sprickvinkeln, se Fig 1, under ett försök med spricksystem enligt Tabell 1 blev 52°, vilket stämmer väl med hittills utförda karteringar.

Tabell 1 Spricksystem för basala friktionsförsök

Sprickgrupp [-]	Stupning [°]	Sprickavstånd [cm]
1	60°E	4*
2	41°W	4*
3	90°	4*

* Sprickavstånden avtog mot markytan enligt följande:
0-20 cm: 1 cm, 20-35 cm: 2 cm, 35- : 4 cm

Genom att i detta spricksystem införa några mer domineranta sprickor, sänktes den genomsnittliga sprickvinkeln till 44° . Resultatet pekar på betydelsen av att hitta de dominerande strukturerna i en förundersökning eftersom de i stor utsträckning styr förloppet.

6

MODELLFÖRSÖK MED VIBRERBAR LÅDA

Avsikten med de tredimensionella modellförsöken i skala 1:2000 har varit att ge en prognos för sprickutbredningen som funktion av brytningsdjupet samt studera inverkan av att hålla dagbrottet fyllt med sprängstensmassor. Modellen har även använts för att se hur ett förändrat malmuttag i den norra spetsen förändrar uppsprickningen. I Fig 11 visas ett av försöksresultaten.

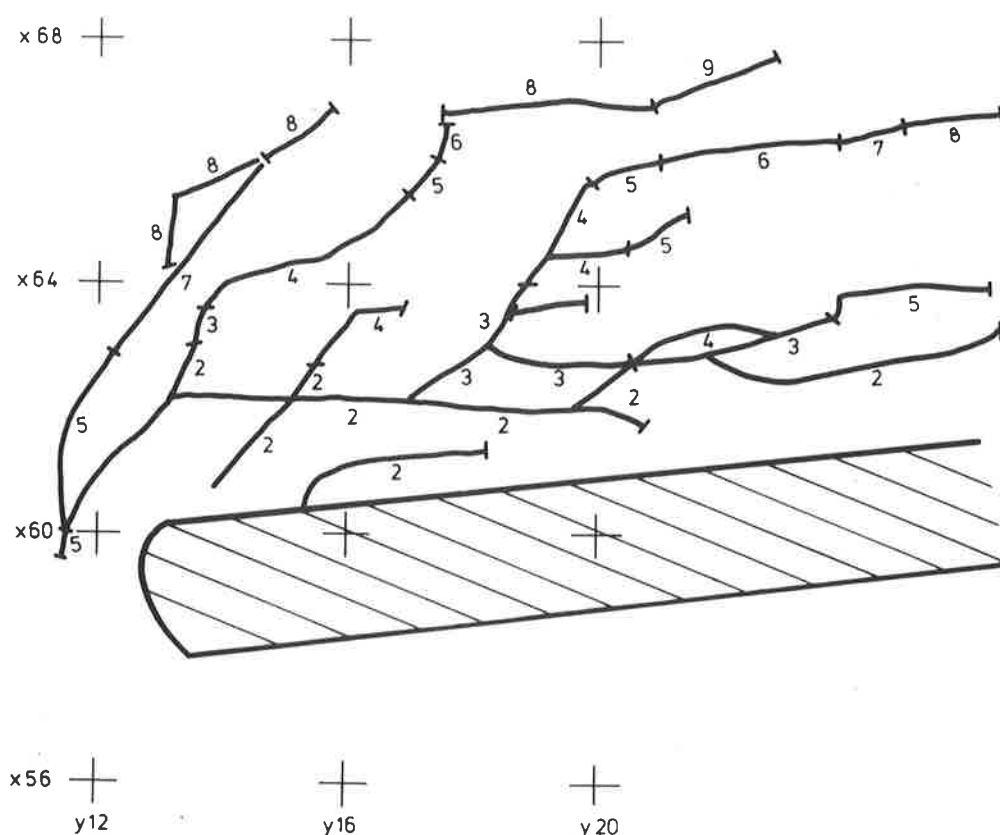


Fig 11 Sprickbild efter försök med vibrerbar låda.
Norra malmspetsen fältstuper 55°

Fracture map after test with vibrating box.
The north ore apex plunges 55°

För varje nytt brytningssteg i modellen har de yttersta sprickornas lägen markerats. Brytningsstegets nummer anges av siffrorna vid spricklinjerna. I Tabell 2 visas kopplingen mellan brytningssteg och avvägning.

En intressant sak att notera är att spricktillväxten initieras i spricksystemets brantaste sprickgrupp, grupp 3

Tillväxten länkas sedan över till den sprickgrupp som är parallell med malmen, sprickgrupp 1.

Tabell 2 Avvägning som funktion av brytningssteg

Brytningssteg	Avvägning [m]
1	380
2	430
3	480
4	530
5	580
6	630
7	680
8	730
9	780
10	830

Med den fältstupning som användes i försöket, Fig 11, framgår att Gruvvägen går fri från uppsprickning, jmf Fig 10. Fältstupningen svarar mot den idag använda, 55° .

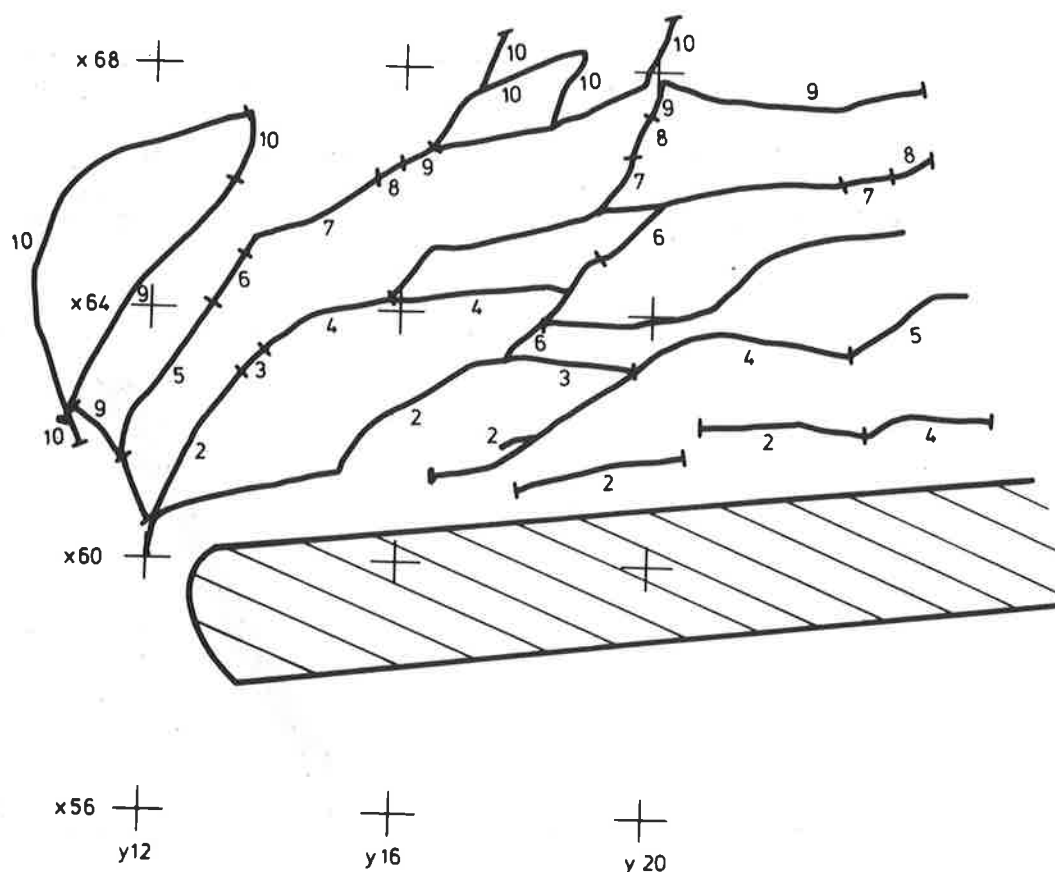


Fig 12 Sprickbild efter försök med vibrerad låda. Norra malmspetsen fältstupar 70°
Fracturemap after test with vibrating box. The north ore apex plunges 70°

Genom att ändra fältstupningen till 70° erhöll vi en sprickbild enligt Fig 12. Här är det tveksamt om Gruvvägen går fri från uppsprickning när brytningen går mot djupet.

Försöken indikerar att den genomsnittsliga sprickvinkeln inte förändras vid ökande brytningsdjup. Däremot framgår att rasförloppen förändras med ökat brytningsdjup - större och större rasvolymen bringas i rörelse.

Försöken med fyllnadsmassor utfördes genom att bryta ett steg och notera uppsprickningen. Härefter avlägsnades samtliga ras- och fyllnadsmassor och ytterligare uppsprickning registrerades. Därefter fylldes gruvöppningen åter och ytterligare ett steg bröts o s v.

När det gäller inverkan av fyllnadsmassor fann vi ur modellförsöken att:

1. Fyllnadsmassorna kan stabilisera uppsprucket berg och redan avlastat material
2. Våra tredimensionella försök tyder inte på någon förändring i sprickvinkeln om fyllnadsmassor är närvarande eller ej
3. Slutsats 1 och 2 medför att fyllnadsmassorna påverkar områden mellan den yttersta sprickan och gruvöppningen

7

FINIT ELEMENTANALYS AV DEN STABILISERANDE EFFEKTEN AV SPRÄNGSTENSMASSOR I DAGBROTT

Avsikten med analysen var att studera den förändring i deformationsbilden som uppträder om sprängstensmassor introduceras i dagbrotten, Fig 13. Vi använde här en

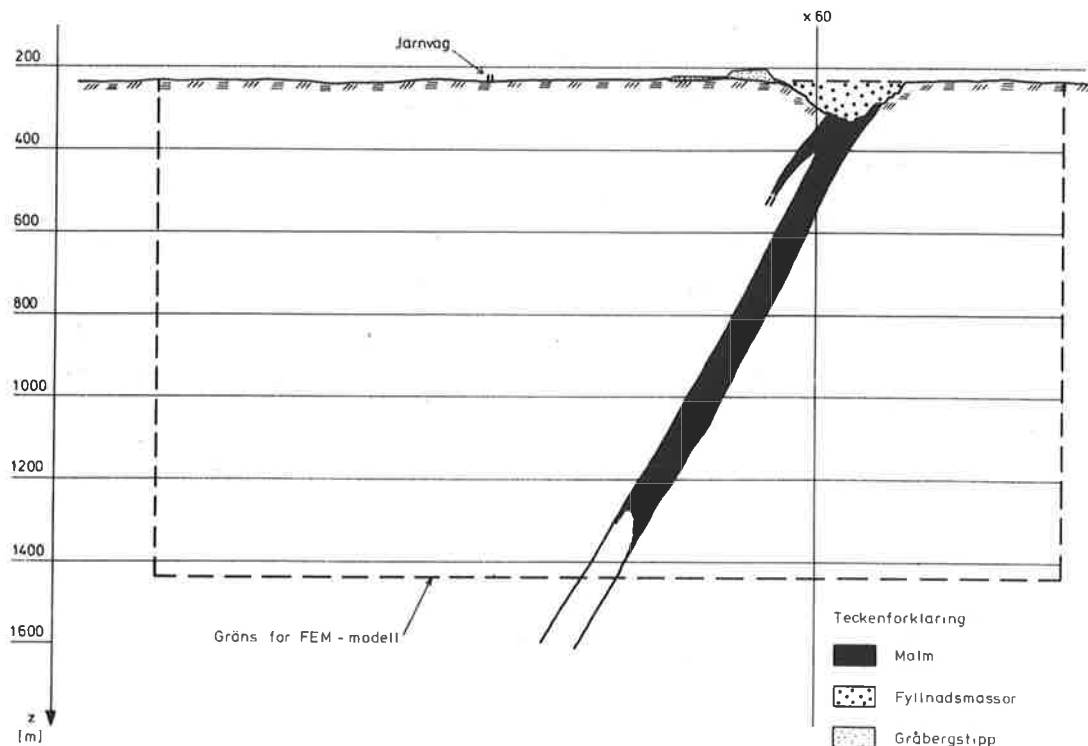


Fig 13

Gräns för FEM-modell, Kiirunavaara, profil Y15

Boundary for FEM-model, Kiirunavaara, section Y15

linjärelastisk finit elementmodell under antagande av plant töjningstillstånd.

I detta sammanhang presenterar vi två av analyserna, här benämnda Analys 2:1 och Analys 3. Randvillkoren för analyserna visas i Fig 14.

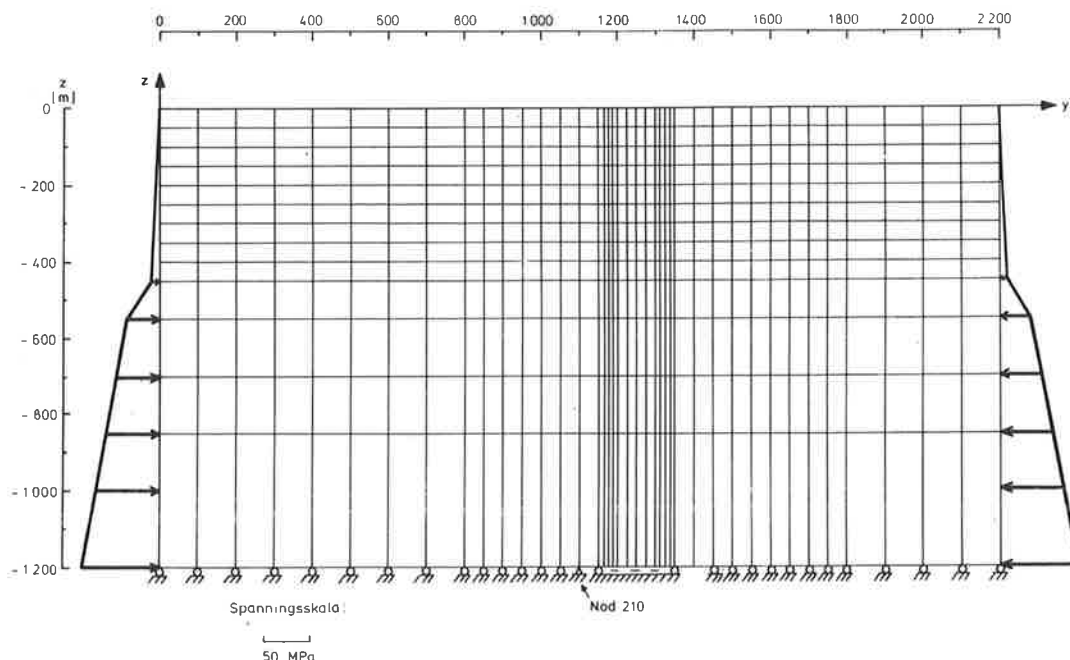


Fig 14 Finit elementmodell med randvillkor
Finite element model with boundary conditions

Om man ansätter en randspänning som svarar mot ekvation (1) och en volymslast enligt ekvation (2) är det rimligt att anta att denna skall ge en korrekt initialspänning i modellen. Så är emellertid inte fallet. Det har visat sig att spänningarna jämnas ut - de spänningar som läggs på randen är approximativt triangelfördelade, men blir i modellens centrum nästan rektangelfördelade. Beteendet orsakas av randvillkoren.

För att bättre simulera initialspänningarna har randspänningarna korrigerats tills ett acceptabelt spänningstillstånd uppnåtts i modellens centrala del.

Som framgår ur Fig 14 har vi valt att arbeta med restriktioner på förskjutningarna i modellens undre rand. Varje nod är låst för rörelse i z-led. En nod, betecknad nod 210, är dessutom låst för rörelse i y-led.

Det är svårt att göra en exakt bedömning av vilka randvillkor som råder i naturen. Normalt eftersträvas att göra modellen så stor att randen inte påverkar det område som är väsentligt för studien.

Metodiken för analyserna har varit följande:

I analys 2:1 studeras effekten av att avlägsna fyllnadsmassorna de översta 150 metrarna då brytningen har fortskridit 350 m, se Fig 15.

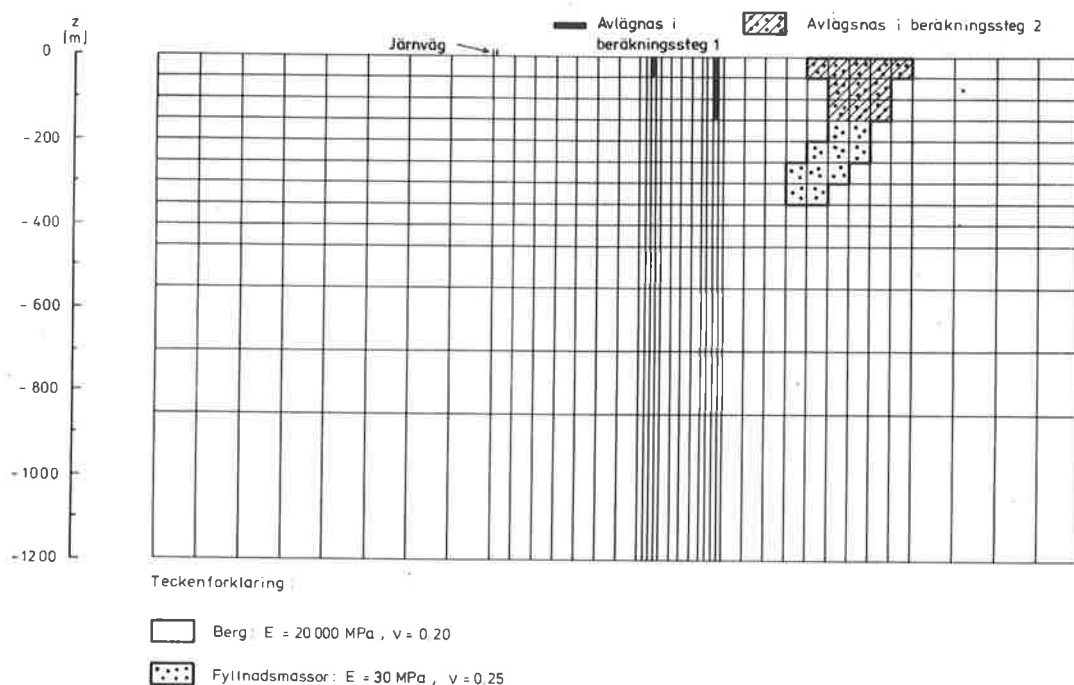


Fig 15 Materialmodell och beräkningssteg, Analys 3
Material model and steps of calculation, Analysis 3.

I och med att malmen bryts kommer hängväggen att spricka upp. Uppsprickningen ger upphov till betydande spänningsomlagringer. Detta har simulerats i Analys 3 genom att avlägsna några element som är belägna i ett strategiskt läge. Resultat från försöken med rörelsemodeller har utnyttjats för ändamålet. Läget på "sprickorna" framgår ur Fig 15.

Vi utvärderar den skillnad i nodförskjutningar på modellens övre rand som uppkommer då fyllnadsmassorna avlägsnas. Skillnaderna för Analys 2:1 och Analys 3 redovisas i ett linlogdiagram, se Fig 16, som visar en mycket intressant förskjutningsbild.

Stora rörelser sker mellan den djupaste sprickan och dagbrottet. Utanför de bägge sprickorna är dock deformationerna mindre än för motsvarande situation i Analys 2:1. Jämför kurvorna i Fig 16! Den linjärelastiska analysen visar således att fyllnadsmaterialet i första hand fungerar som stöd för ett redan uppsprucket material. Utanför "sprickzonen" har fyllnadsmaterialet ingen dämpande effekt. Som synes är påverkan på järnvägen, y-koordinat 800, mycket måttlig i båda analyserna.

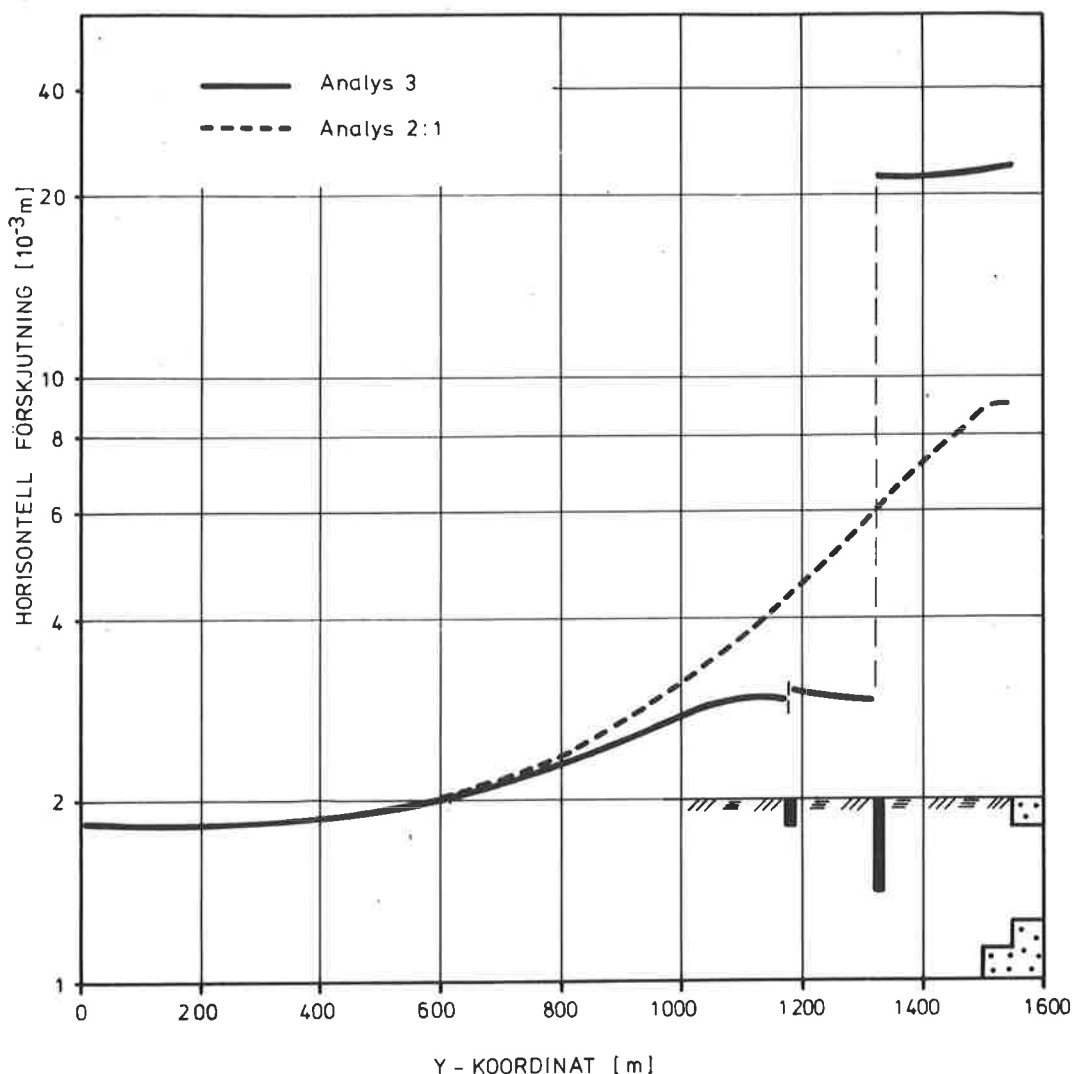


Fig 16

Horisontella förskjutningar på modellens fria yta för Analys 2:1 och Analys 3. I Analys 3 har inverkan av uppsprickning simulerats

Horizontal displacements on the free surface of the model for Analysis 2:1 and Analysis 3. The influence of fracturing is simulated in Analysis 3

En sak som bör noteras är att noden längst bort från dagbrottet, koordinat ($x = 0$, $y = 0$, $z = 0$) har förflyttats. Detta är förmodligen oegentligt, men är orsakat av att vi använder en linjärelastisk modell. I verkligheten öppnar sig naturligtvis sprickor och deformationerna reduceras utanför sprickorna, vilket framgår av Analys 3. Det synes vara naturligt att dra ifrån inkrementet ifrån de övriga nodernas rörelser.

På grundval av de linjärelastiska analyser som utförts i syfte att studera den stabiliserande inverkan från fyllnadsmassor anser vi oss kunna fastslå följande:

1. En fyllning av dagbrottet med rasmassor försenar utvecklingen av raszonen

2. Fyllnadsmassor ger en marginell minskning av de horisontella deformationernas storlek.
3. Uppsprickning avlastar bergmassan och minskar deformationerna i partier utanför sprickzonen

8

SAMMANFATTNING

Skivrasbrytning medför instabila hängväggar. Med ökande brytningsdjup involveras allt större partier av hängväggen och ras-, sprick och deformationszonen utvecklas.

I syfte att närmare utreda hängväggen i Kiirunavaara har LKAB inlett ett samarbete med Högskolan i Luleå, avd för bergmekanik.

Föreliggande artikel redovisar tekniken för de enkla modellförsök som utförts samt de viktigaste resultaten.

På grundval av de utförda modellförsöken är en prognos uppställd för hur sprickutbredningen sker med ökat brytningsdjup. Prognosen ger inget belägg för att sprickvinkeln ökar eller minskar med ökande brytningsdjup.

I både de numeriska och fysikaliska modellförsöken har vi studerat den stabiliserande effekten av att fylla sprängstensmassor i dagbrottet. Resultaten pekar på god effekt på redan uppspruckna bergpartier. Vi har i de tredimensionella fysikaliska försöken inte noterat att sprickvinkeln ökar då fyllnadsmassor introduceras. I de tredimensionella fysikaliska försöken har vi även studerat den s k säkerhetslinjen i malmens norra del. På kort sikt ger en brantare vinkel från säkerhetslinjen till brytningen ingen uppsprickning norr om Gruvvägen.

9

REFERENSER

- Bathe, K.J., 1977: ADINA. A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. May 1977, Massachusetts Institute of Technology, Report 82448-1
- Bathe, K.J., 1976: Numerical Methods in Finite Element Analysis. Prentice-Hall. New Jersey, 528 sid
- Borg, T. & Stephansson, O., 1977: Modellförsök av sprickutbredningen kring gruvöppningen i Grängesberg. Högskolan i Luleå, Teknisk rapport 1977:28T, 155 sid
- Goodman, R.E., 1977: Methods of Engineering Geology in Discontinuous rocks. West Publishing Company, St Paul, pp 277-284

- Hast, N., 1959: Bergtrycksmätningar utförda i LKAB:s gruva i Kiruna 1958-1959. Intern rapport, LKAB
- Hast, N., 1975: Undersökningar rörande spänningstillståndet i berggrunden inom Kiruna malmfält utförda 1973-1974. Intern rapport, LKAB
- Hoek, E. & Bray, J.W., 1977: Rock Slope Engineering. Austin & Sons Ltd, Hertford, 1977, 402 sid
- Spang, R.M., 1976: Möglichkeiten und Grenzen des Base Friction Konzepts, Rock Mechanics Vol 8 No 3, pp 185-198
- Stephansson, O., Borg, T., Bäckblom, G., 1978. Sprickbildning i norra Kiirunavaaras hängvägg. Teknisk rapport 1978:51T, Höskolan i Luleå, 210 sid

10

SUMMARY

Sub-level caving operations and the problem of hanging-wall stability is very much the consequence of modern mining technique. With increasing mining depth the further exposure of the hangingwall inevitably extends the zones of caving, cracking and deformation.

With the object of investigating the hangingwall at the Kiirunavaara mine more closely, LKAB has initiated a project in collaboration with the University of Luleå, Dept of Rock Mechanics.

The submitted paper presents the techniques of simple model investigations which have been performed and some of the most important results.

Experimental studies have been carried out using both two- and threedimensional kinematic models. The two-dimensional kinematic model, the base friction model, has been utilized in order to study the influence of various joint patterns on caving and fracturing. The threedimensional model, the vibrating box, has been used as an instrument to prognose forthcoming development of the fracturing as a function of mining depth. The prognosis has been checked against earlier mapping of cracking at the mine. One more interesting aspect of the model study has been to evaluate the stabilizing effect of filling an old open pit at the north part of the mine with rock fill. This has been vital since it might postpone a removal of the railroad and the town-site which, in past time, became situated on the hanging-wall.

The kinematic model studies indicated that rock fill in the pit only influenced already fractured and unloaded rock. We did not find any evidence that the propagation of the crack zone was delayed. This indication has been confirmed in some simple analyses by means of the finite

element method. Two types of analyses have been executed. The first type, a simple linear elastic model, has been compared with a similar model that accounted for a proposed failure process. This simulation has been accomplished by removing some elements in crucial parts of the model. The deformations are clearly demonstrated in Fig 16. The horizontal displacements which are quite marginal at larger distances, show a considerable difference within the cracked zone. The analysis shows that a mainly stressfree zone can be influenced by filling the open pit with rock fill.

Another effect can also be demonstrated. Cracking can, to some extent, become an advantageous factor as displacements are less in the deformation zone when cracking has occurred.

The vibrating box has also been used with the intention of studying the influence of different angle of mining at the northern end of the ore, Fig 3. This is important with respect to the risk of cracks propagating to the lake Luossajärvi. On the other side there is the economical aspect of ore losses. Analyses with different plunge showed that mining with an angle of 70° instead of the present 55° is possible over a short time period, Fig 12.

RAS VID UTVIDGNING AV HÖLJEBRO GAMLA KRAFTVERKS AVLOPPSTUNNEL

Rock slide in connection with the widening of the tail race tunnel at Höljebro old hydro-electric power plant.

Sten G A Bergman
Sten Brännfors^{x)}
Olle Dahlin^{xx)}

*Erfarenhet är inte det som
händer en människa. Det är
vad människan gör med det
som händer henne.*

Aldous Huxley

Bakgrund

I denna artikel redogörs för ett ras i en kraftverkstunnel, som varit i drift i nära 50 år. Raset inträffade vid sprängning för utvidgning av tunnelns tvärsnittsarea i avsikt att minska fallförlusterna i tunneln. Kraftverket, som ägs av Bergvik och Ala AB, ligger i Ljusnan vid Höljebro ca en mil söder om Söderhamn.

Kraftverket består av två kraftstationer, se fig 1. Den äldsta med två aggregat togs i drift 1932, den nya med ett aggregat togs i drift 1965. Den nya stationen har egen ganska väldimensionerad tunnel (100 m² tvärsnittsarea för 120 m³/s utbyggnadsvattenföring). Den gamla stationens tunnel däremot hade, innan den nu har blivit utvidgad, endast 55 m²/tvärsnittsarea för en utbyggnadsvattenföring av 120 m³/s, se fig 2. Tunneln med en längd av 620 m har två sänkschakt, som ursprungligen hade använts för upptransport av bergmassor.

Utvidgningen har åstadkommits genom utsprängning av en 6,5 m djup bottenpall, varigenom tunnelarean ökats till 110 m². Arbetena har utförts av AB Skånska Cementgjuteriet. En särskild av beställaren organiserad "bergkommitté", bestående av författarna till denna artikel, har medverkat som bergteknisk expertis.

Arbetena påbörjades i juni 1978, sprängningen drevs nedströmsifrån, första salvan i pallen gick den 8 augusti, och man beräknade ha tunneln klar i oktober, om inget oförutsett skulle inträffa. När drygt hälften av pallen var sprängd, inträffade den 13 september ett stort ras, som krävde omfattande förstärkningsarbeten. Först den 7 november

x) AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm
xx) VBB, Stockholm

kunde sprängningsarbetet återupptas. Tunneln färdigställdes och vattenfylldes strax före jul, varefter kraftstationen åter togs i drift i början av 1979.

Förinspektion

Innan sprängningsarbetena påbörjades inspekterade bergkommittén tunnelns väggar och tak från roddbåt och i ljus från batterilampor - lättare att åka båt än att gå på den hala botten i en bristfälligt torrlagd tunnel. Någon bra uppfattning om bergarter eller sprickor och sprickfyllnader kunde ej erhållas, emedan alla bergytor var belagda med ett ca 5 mm tjockt oljeliknande lager av organiskt material. Ytorna verkade asfaltbestrukna.

Vid inspektionen noterades dock, huvudsakligen på basis av tunnelsektionens strukturdrag, att partier- na nedströms och framförallt uppströms det övre sänkschaktet verkade vara i behov av förstärkning. En genomgång av då tillgängliga uppmätta sektioner från tunnelns byggande 1931-32 syntes verifiera dessa iakttagelser genom antydning om flacka slag i takpartierna, vilka föreslogs bultsäkras i inspektionsrapporten. I övrigt rekommenderades spolning, skrotning och bultning av bompartier.

Med ledning av uppgifter i en geologisk rapport från undersökningar för den nya kraftstationens tunnel kunde man räkna med att gamla tunnelns uppströmsdel skulle vara belägen i ett område dominerat av gnejsiga basiska bergarter ("grönstenar"), medan nedströmsdelen skulle gå igenom sura gnejser ("grå gnejser"). Enligt rapporten utgörs bergartsgränsen av en övergångszon med växellagring mellan de basiska och sura bergarterna med ökad sprick- och skölffrekvens, innebärande en påtaglig försämring av bergkvaliteten. Denna övergångszon synes passera den gamla tunneln i närheten av det övre sänkschaktet. Av arbetsrapporter från sprängningen av den gamla tunneln, vilka efter raset kommit att studeras, framgår att arbetet omkring och uppströms sänkschaktet hade tagit förhållandevis längre tid än för övriga delar av tunneln, tydande på att berget där var av sämre kvalitet, se fig 3. Själva tunneln (dvs icke inkluderande sänkschakten) tycks enligt rapporter ha sprängts ut på ca 75 veckor, varav ca 35 veckor hade åtgått för utsprängning av partiet närmast sänkschaktet. (Bergarbetena för pallen har tagit ca 18 veckor, vari inkluderas den tid på ca 8 veckor, då ingen sprängning pågick under de av raset föranledda förstärkningsarbetena.) Partier uppströms sänkschaktet hade sprängts ut med botenort, varifrån man provborrat upp mot tak och konstaterat sprickigt berg på hjässnivå.^{x)} Sär-

x) I arbetsrapporterna meddelas att vid denna tid arbetet legat nere 16-26 maj 1931 på grund av Adalskravallerna.

skild försiktighet hade iakttagits vid nedtagning av takstross. Betongförstärkningar hade utförts, bl a ett takvalv ca 50 m uppströms schaktet. Beträffande detta tunnelavsnitt skriver ingenjören Bruno Gezelius i sin rapport i november 1930 bl a följande:

"Uti tunneln pågår arbetet både uppströms och nedströms. En del öppningar och sprickor samt "slag" och "lerskölar" följer allttjämt med. Detta gör att tunnelsprängarna måste vara försiktiga i sitt arbete så att ingen olycka sker. För tunnelns bestånd efter arbetets utförande torde risken kunna tagas med lugn. Vid sänkningen av valvet uppströms följde som väntat var själva bergskanten med ned, och gjordes en extra förstärkning i fortsättningen av den gamla för att trygga arbetarna i deras arbete. Min uppfattning av arbetet i tunneln är den, som berget f n ser ut, att arbetet måste för utförandet bedrivas med en viss försiktighet, så att arbetarna ej riskera liv och lem men att tunneln som färdig ej ens närmelsevis behöver alla uppsatta stämplingar som under arbetets gång erfordras, dock möjligen kompletterad av någon stärkekring här och var".

Det kan vara av intresse att notera att förstärkning med sprutbetong även använts i viss utsträckning vid utförandet av den ursprungliga tunneln (se Tomas Franzén "Dokumentation av femtioårig sprutbetong i kraftverkstunnel", Befo 1979).

Ras och riskbedömningar

Före sprängningsarbetenas påbörjande utfördes i enlighet med inspektionsrapportens rekommendation en noggrann kontroll med spolning och skrotning av bergytorna samt utfördes förstärkning med bultning i viss utsträckning, framförallt koncentrerad till området omkring och uppströms sänkschaktet. De vidtagna åtgärderna visade sig emellertid otillräckliga. Raset inträffade i samband med sprängning av pallen ca 30 m uppströms sänkschaktet.

Vid sprängningen av en salva rasade ett stort bergparti i högra väggen in i tunneln, se fig 4 och 5. Raset skedde på en 35 m lång sträcka längs ett i tunnelns längdled något lutande och i tvärled brant (ca 45°) lutande blankslag. Glidytan var täckt med ett lermaterial. Prov togs från ett motsvarande slag på motsatta tunnelväggen. Undersökning med avseende på svällningsegenskaper gav till resultat, att leran kunde betecknas som lågaktiv. Upptill har berget lossnat längs plana i tvärled nästan vågräta slag. I plan liksom i tvärsektion har utfallet i det när-

maste triangulär form med största djupet ca 9 m in i tunnelväggen (= tunnelbredden). Den uppkomna kaviteten i tunnelväggen har en rymd av uppemot 1 000 m³. På fig 4 visas ungefärliga läget av de nedrasade bergmassorna. Som synes låg överst ett stort sammanhängande block, som uppskattades ha en storlek av ca 400 m³. Fotobilderna fig 12 och 13 är tagna någon dag efter raset och bilderna fig 14 och 15 några veckor senare.

Bergkommittén var på plats redan dagen efter raset för att tillsammans med arbetsledning och kontrollant diskutera vilka åtgärder som lämpligen skulle vidtas. Det var svårt att få en helt riktig bild av förhållandena. Med nöd kunde man ta sig fram ovanpå bergmassorna utefter motsatta tunnelväggen. Några uppmätningar hade inte kunnat göras. Fig 6 visar väggen med kaviteten. De nedfallna massorna har ej visats på denna skiss. Den återger någorlunda riktigt de verkliga förhållandena enligt de uppmätningar som senare kunde utföras.

Vid besiktningen gjordes bedömningen att det förelåg stor risk för ytterligare ras. Det kunde iaktas att det nedhängande bergpartiet nedströms raset var genomsatt av sprickor och slag av samma karaktär som där raset skett. Man kunde sålunda se att det lutande slag, längs vilket raset hade skett, fortsatte nedströmsåt och så småningom försvann ned under tunnelbottnen. Det horisontella slaget i taket bedömdes fortsätta nedströmsåt, avlöst av andra slag i ungefär samma riktning, vilket kunde iaktas i tunneltaket vid sidan om. Man kunde vidare se flera branta sprickor, bl a en mycket kraftig sådan markerad med S på fig 6. Den slutsats vi kom till var således att det fanns en mycket stor risk att det över raskaviteten direkt hängande streckade bergpartiet (fram till sprickan S) kunde rasa ned och glida ut i tunneln.

Frågan var nu: Skulle bästa lösningen vara att ta ned bergpartiet, eller var det lämpligare att stötta upp det på något sätt? De överväganden som gjordes direkt efter raset ledde fram till att förra alternativet troligen skulle vara fördelaktigare både med hänsyn till tidsåtgång och kostnader.

Omedelbart vidtogs förberedande åtgärder härför och för att säkra arbetsplatsen. Bergväggen nedströms sprickan S var starkt uppsprucken, varför den betongsprutades. Ett 20-tal kamstålsbultar borrades in vid "roten" snett ned genom slaget. Väggen ovanför liksom tunneltaket förstärktes också med långa slakbultar. Även bergväggen uppströms raset förankrades med 6 m långa bultar, så att raset ej skulle fortsätta åt detta håll. Vidare byggdes väg längs motsatta tunnelväggen. En del av de nedfallna massorna schaktades bort. Det stora blocket sprängdes och utlastades.

När man någon vecka senare noggrannare kunde studera förhållandena, konstaterades att bergutfallet sträckte sig avsevärt djupare in i berget (9 m) än vad man ursprungligen hade trott (5 å 6 m).

Förslaget att ta ned det farliga bergpartiet bedömdes nu kunna medföra okontrollerbara bergutfall. Beslut fattades därför att istället utarbeta förslag till fastbultning och uppstöttning av bergpartiet.

Flera alternativ diskuterades. Svårigheten låg i att man inte kunde arbeta under bergpartiet med hänsyn till rasrisken. Man kunde tänka sig tvärställda väggskivor av sprutbetong, men hur skulle man komma åt att anordna ordentligt fäste på det plana, i tunnelns tvärled 45⁰-igt lutande slaget?

Ett förslag som diskuterades (fig 7) var att anordna ett valv i tunnelns längdled i ett plan något innanför vägglivet. Valvets vänstra del från punkt 1 till 2 skulle utgöras av själva bergpartiet, som bedömdes kunna förstärkas med sprutbetong till ett sammanhängande konstruktionselement med förhållandevis bra valvform. Vid punkt 1 skulle bergpartiet kraftigt förankras i underliggande slag med förspända bultar. Valvets högra del från 3 till 2 kunde utgöras av ett fribärande sprutbetongvalv (sprutat mot förslagsvis sträckmetall). Dessutom var det nödvändigt (se tvärsektion) att anordna ett stöd i sidled från 4 till 2. Detta stöd skulle kunna åstadkommas med en stålstötta.

En sådan konstruktion skulle man kunna åstadkomma utan att behöva vistas under bergpartiet. Men förslaget realiserades icke. Efter ytterligare överväganden bedömdes det bli alltför svårt att åstadkomma ett bärkraftigt fribärande valv från punkt 2 till 3.

Utförd förstärkning

Den verkliga förstärkningen utfördes i princip enligt fig 8. Det bedömdes att en provisorisk uppstöttning med tillfredsställande säkerhet kunde åstadkommas genom att utnyttja det bultförstärkta halva bergvalvet från 1 till 2 i kombination med trycksträvan i sidled (som skulle riktas något nedåt och uppströmsåt) samt dessutom en kraftig betongsprutning runt om längs vecket mellan bergpartiet och angränsande slag (dessa sprutningar hade redan påbörjats). Sedan dessa konstruktioner färdigställts och erhållit tillfredsställande hållfasthet, skulle man med tillräcklig säkerhet kunna utföra arbeten med en permanent stödkonstruktion ned till underliggande slag och tunnelbotten, förslagsvis från punkt 5 till punkt 2. Ständig uppsikt skulle under detta senare arbetsskede hållas på sprutbetongytorna runt bergpartiet. Sprickor i sprutbetongen skulle varna

om bergrörelser var på gång.

Arbetet utfördes enligt dessa riktlinjer.

Fig 9 visar kompletterande förstärkningar med förspänningsbultar (GWS-bultar $\varnothing$ 26) i bergvalvets rot vid tunnelbotten. Som tidigare nämnts var det nödvändigt att på detta avsnitt förstärka hela bergväggen upp till taket med bultförankringar (i huvudsak Ks40-bultar) och sprutbetong, såsom visas här.

Fig 10 visar stålstöttan tvärs över tunneln. Den består av 2 st HEB 600-balkar förenade med påsvetsade förstyrningsplåtar. Den beräknas med normal knäcksäkerhet kunna motstå ett tryck av 600 ton.

Stöttan lyftes upp på plats med kran, lades upp på betongfundamentet till vänster och hängdes upp med wire i taket till höger samt fixerades med några korta bultar. Därefter göts den fast till vänster och sprutades fast mot berget till höger. Sedan detta var utfört borrades till höger vid stöttans upplag 4 st långa Ks40-bultar snett uppåt in i berget. De utstickande bultändarna bockades omkring stöttans ändplatta och sprutades in.

Samtidigt med detta arbete färdigställdes betongsprutningarna och förspänningsbultarna vid bergvalvets rot vid tunnelbotten.

Man kunde nu påbörja arbetet med stödkonstruktionen under det provisoriskt uppstöttade bergpartiet, se fig 11. Ett betongfundament utfördes, grundlagt på en med försiktig sprängning uttagen pall på den lutande bergytan (inga sprickor i sprutbetongen kunde iakttas efter sprängningen). Emedan man kunde befara förekomsten av ytterligare lutande sprickor och slag under fundamentet, borrades långa sneda Ks40-bultar ned i underliggande berg och göts in i fundamentet. Fundamentet utformades så att möjlighet fanns att senare efter sprängstensmassornas bortschaktning kunna komplettera fundamentet med stöd ned till tunnelbotten.

Ovanpå fundamentet monterades sedan upp en stålstütta, bestående av 3 st hopsvetsade HEB 300-balkar, som med normal knäcksäkerhet också klarar 600 ton, något lutande i tunnelns längdled. Stöttan göts fast nedtill och sprutades fast upptill. En planerad tvärställd betongskiva längre nedströms, se fotobilder, utfördes ej. Det bedömdes att sprutbetongen i bergvecket utgjorde tillräckligt stöd.

Sedan detta arbete slutförts schaktades bergmassorna (vägen) bort, varvid bergytorna under fundamenten kunde studeras. Som man befarat var berget under fundamenten av sådan kvalitet att stöd ned till tunnelbotten var nödvändiga. De utfördes som kraftiga armerade sprutbetongväggar med förankringar i berget, se fig 11.

Fotobilder av den färdiga förstärkningen, se fig 16 och 17.

Som nämnts utfördes även uppströms och nedströms rasplatsen förstärkningsarbeten i stor omfattning med bultning och sprutbetong. Det genom raset bildade stora, i det närmaste plana, bergtaket uppströms det uppstöttade bergpartiet förstärktes med ett 30-tal Ks40-bultar, 4-5 m långa.

Förstärkningsarbetena omfattade på den drygt 100 m långa sträckan med dåligt berg inkl. arbetena på rasplatsen sammanlagt ca 400 m³ sprutbetong, över 900 st Ks40-bultar och 16 st förspänningsbultar. Kostnaderna för de egentliga förstärkningsarbetena och ökningen av de indirekta kostnaderna till entreprenören uppgick till ca 1,6 Mkr. Dessutom tillkom ca 0,3 Mkr motsvarande värdet av produktionsbortfallet för den försening av kraftstationens idrifttagning som förorsakades av raset och förstärkningsarbetena på den aktuella sträckan.

Vad har vi lärt oss?

Det här redovisade bergraset har givetvis föranlett oss att ställa vissa frågor, bl a

- Borde förinspektionen ha gjorts på annat sätt?
- Kunde i så fall raset ha förutsetts och förhindrats?

Det hade givetvis varit önskvärt att bergytan vid förinspektionen varit rengjord, så att sprickor, slag och strukturer kunnat besiktigas. Nu var allt dolt under den ca 5 mm tjocka asfaltoljeliknande organiska beläggning, som tycks vara vanlig i alla vattenvägar i vattenkraftverk efter viss tid i drift. Denna beläggning är mycket svår att få bort, om man inte utför spolning direkt efter vattenvägens tömning. Där man för sprutbetongförstärkning varit tvungen att rengöra bergytan har sandblästring måst tillgripas.

Det är inte sannolikt att man i ett inspektions-skede, där vanligen ekonomiska skäl ger en stark tidspress, bedömer det rimligt att låta rengöra en tunnel utefter hela dess längd från den organiska beläggningen för att eventuellt få chansen att förutse vissa instabila partier. Vad som däremot kan vara väl värt mödan är att noggrant i förväg gå igenom alla bevarade arbetsrapporter, tunnelsektioneringar och geologiska uppgifter. Dessa kan eventuellt indikera var svårigheter förelegat under byggnadstiden och på så sätt ge anledning till att uppmärksamheten inriktas mot primärt riskabla områden. Dessa kan sedan eventuellt rengöras noggrannare.

Vi hade vid förinspektionen inte tillgång till arbetsrapporterna men har granskat dessa i efterhand. De har gett vissa intressanta upplysningar men har inte ens "sedan facit är känt" gett någon speciell indikation mot rasområdet.

I efterhand bedömer vi det som möjligt men föga troligt att rasfaran kunde ha förutsetts, om tunneln på det aktuella partiet varit rengjord med sandblästring. I så fall hade raset lätt kunnat förhindras genom lämpliga förstärkningsåtgärder i kombination med väl avvägd sprängning.

Om tunneln hade varit geokarterad på det sätt som numera alltmer kommit i bruk, så hade sannolikheten för att rasrisken skulle uppmärksammas varit mycket större. Det hade då varit naturligt att geokarteringen funnits kontinuerligt tillgänglig på arbetsplatsen för successiv komplettering vid pallsprängningen.

Allmänt bör kanske påpekas, att sneda glidytor i tunnelväggar kan medföra med tiden successivt ökande risker i vattentransporttunnlar. Såväl vattenmättnad som borttransport av fyllnadsmaterial kan medföra starkt nedsatt friktion.

Summary

The Höljebro hydro-electric power plant was built in 1932. It has a 620 m long tail race tunnel with a cross-section area of 55 m². With the intention of reducing head losses, this tunnel was widened in 1978 to 110 m² by excavating a 6.5 m deep bench at the bottom, see Fig. 2.

When the bench blasting had passed an old upper vertical shaft, a big slide occurred in the tunnel wall as shown in Figs 4 and 5. In a stretch of about 35 m the tunnel span was increased up to two times and it was judged that there was a grave risk of the slide extending, see Fig. 6. It was considered to be more advantageous to stabilize the dangerous rock volume rather than to take it down.

The method finally used is shown in principle in Fig. 8. The dangerous rock volume is supported by two steel columns, one diagonally across the tunnel from Point 4 to Point 2, and the other vertically from Point 5 to Point 2. These columns form together with the rock volume 1-2, the lower part of which around Point 1 was heavily reinforced with prestressed grouted bolts and shotcrete, a stable tripod.

The more detailed arrangements of the reinforcement are shown in Fig. 11. The ultimate result can be seen in the photograph Fig. 17.

HÖLJEBRO KRAFTVERK



Fig. 1

Översiktsplan.

General plan.

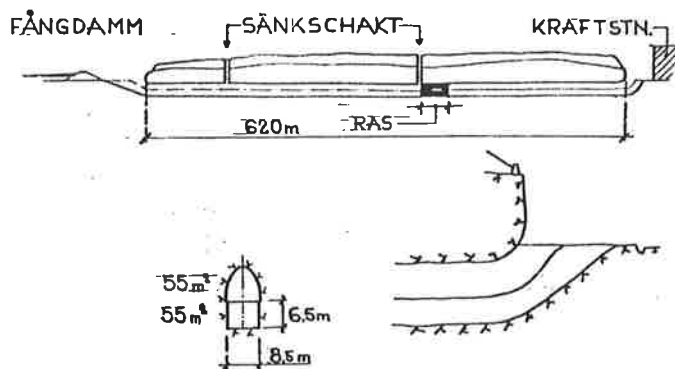


Fig. 2

Avloppstunnel.
Längdsektion med rasplats.

Tail race tunnel.
Longitudinal section
showing slide area.

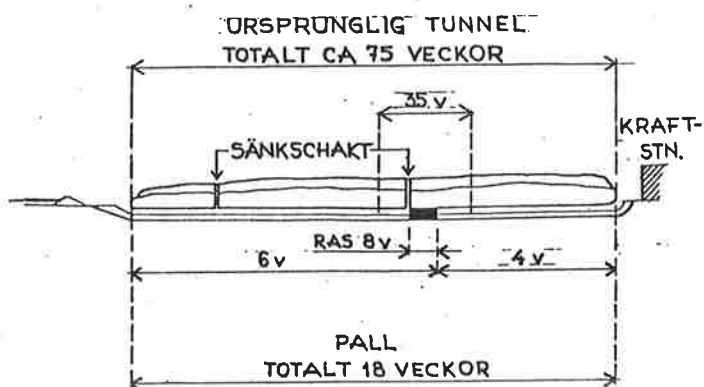


Fig. 3

Avloppstunnel.
Byggnadstid för den ursprungliga tunneln och för pallen.

Tail race tunnel.
Construction time for the original tunnel (above) and for the bench (below).

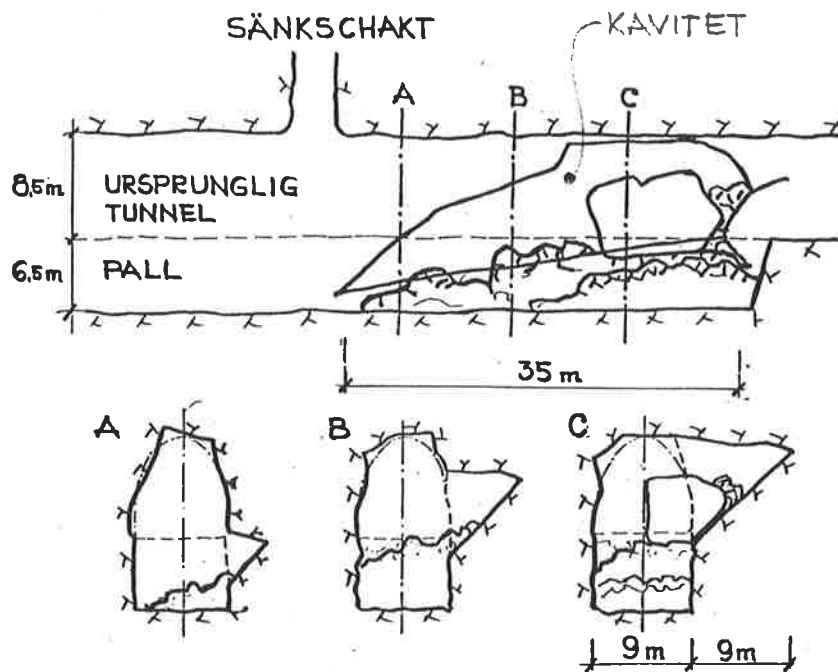


Fig. 4

Rasplats.

Slide area.

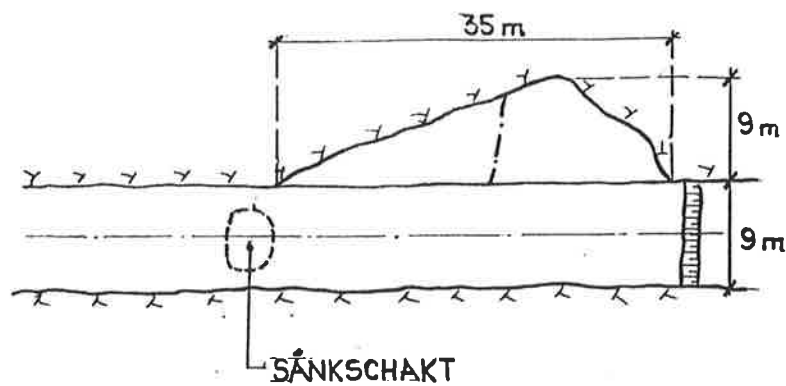


Fig. 5

Rasplats.

Plan.

Slide area.

Plan.

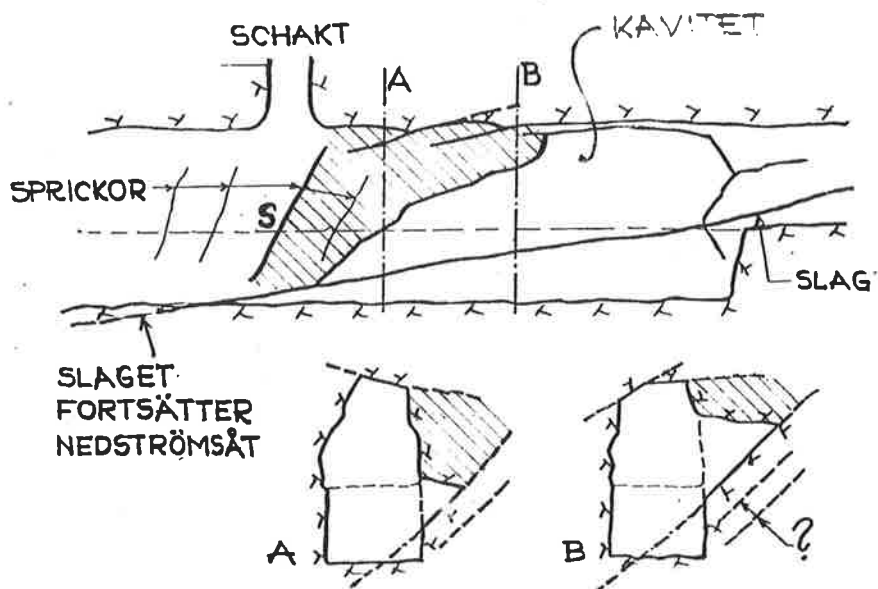


Fig. 6

Skiss visande det instabila bergpartiet.

Sketch showing the unstable rock volume

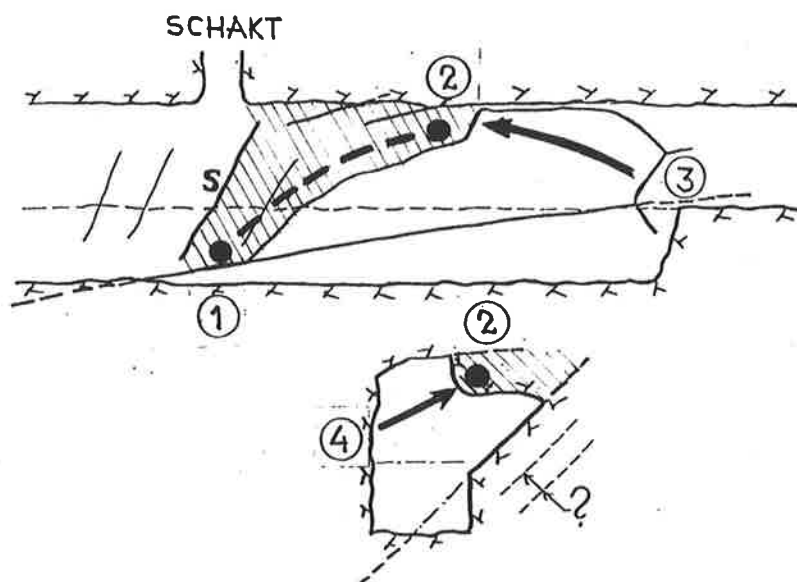


Fig. 7

Preliminärt förslag till stöttning av det instabila bergpartiet.

Tentative proposal for supporting the unstable rock volume.

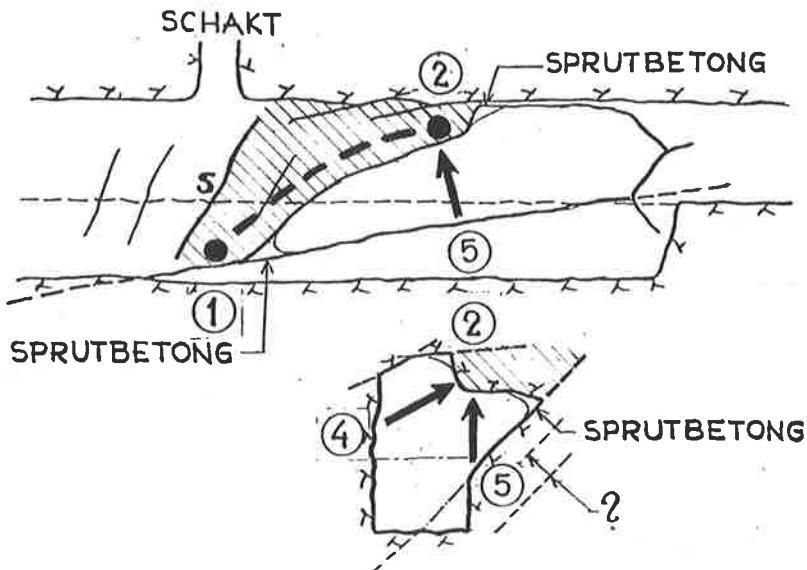


Fig. 8

Princip för slutlig förstärkning.

Principle of the support method for the final strengthening.

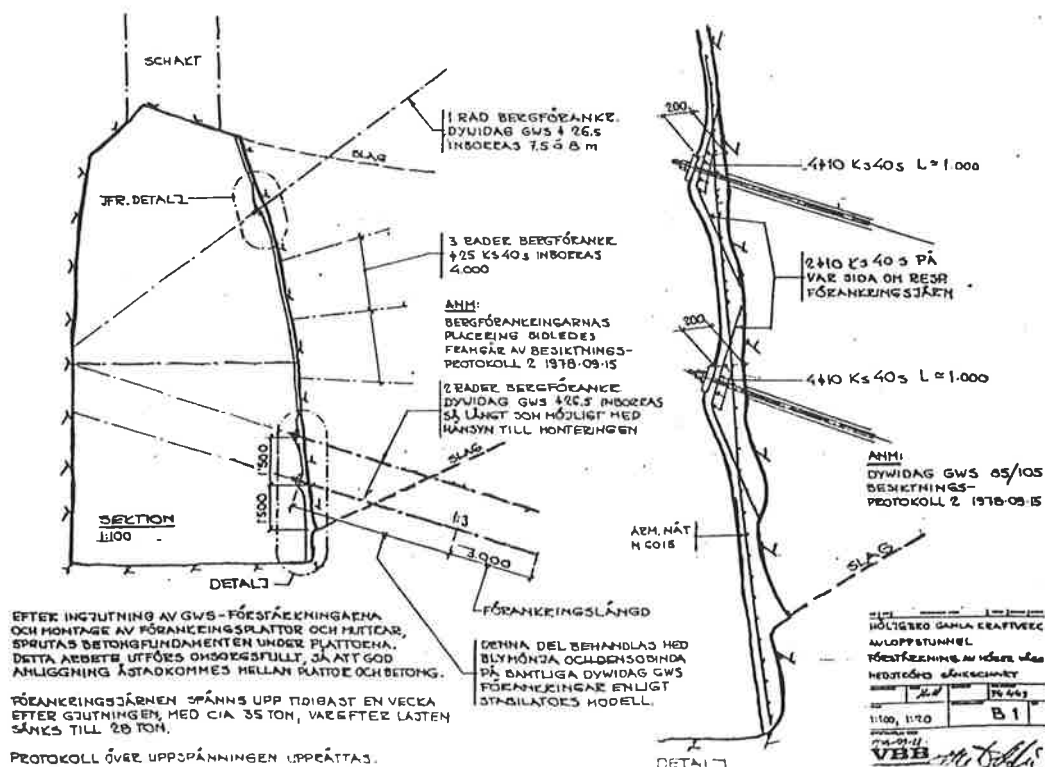


Fig. 9

Förstärkning av det instabila bergets "rot" med förspända bultar och sprutbetong.

Support of the toe of the unstable rock volume with prestressed bolts and shotcrete.

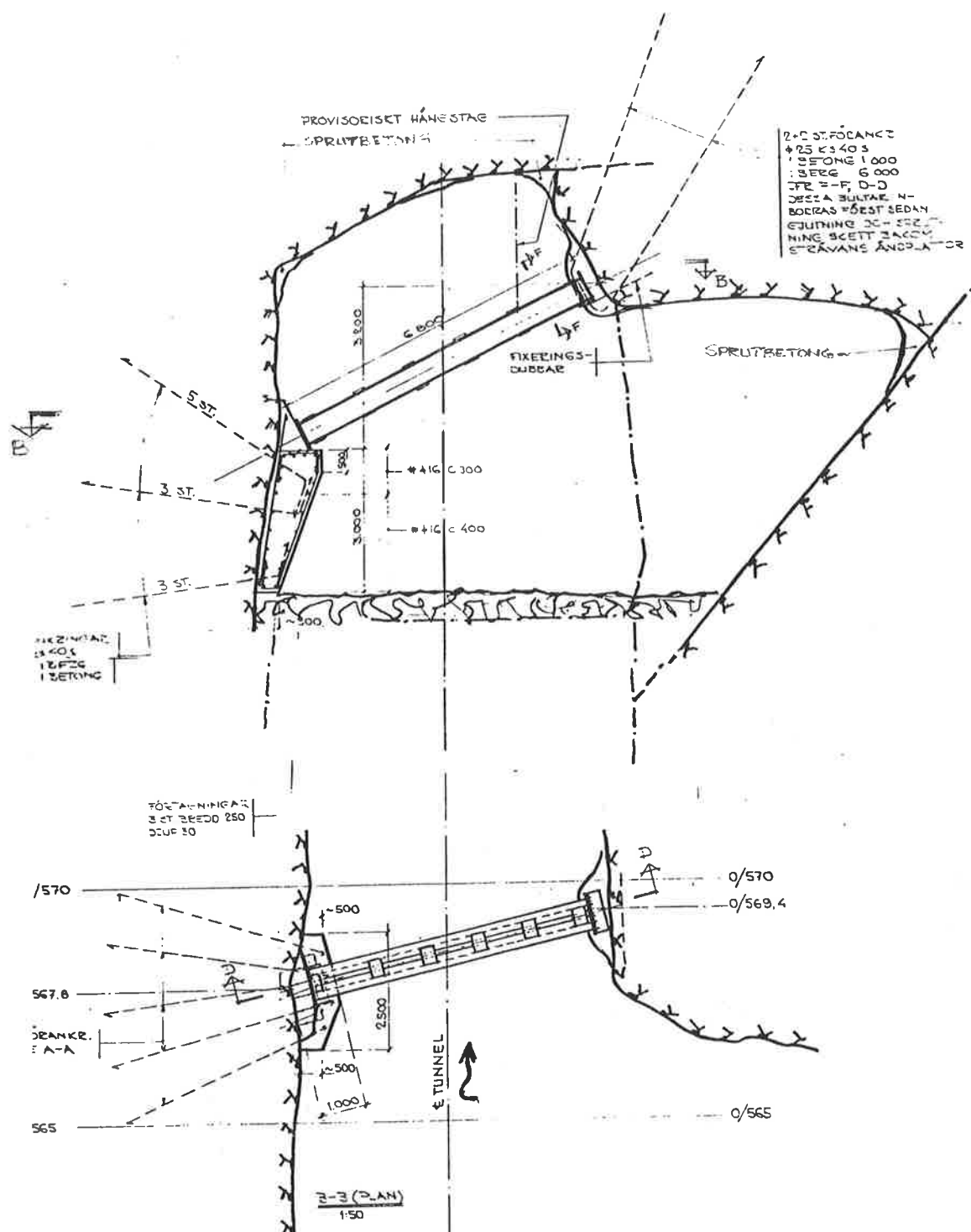


Fig. 10

Stålstötta med betongfundament.

Steel column support with
concrete abutments.



Fig. 12

Raset.
Uppströmsvy.
The slide.
Upstream view.



Fig. 13

Kavitet i tunnelväggen
efter raset.
Cavity in the tunnel
wall after the slide.



Fig. 14

På toppen av rasmassorna
låg ett stort block på
ca 400 m³.
At the top of the slide
volume lay a large block
about 400 m³.



Fig. 15

Rasplatsen efter bort-
transport av en del av
rasmassorna.

The slide area after
the removal of parts of
the slide volume.



Fig. 16

Vertikal stålstötta
med fundament.

Vertical steel column
with abutment.



Fig. 17

Översiktsvy av den
slutliga förstärkningen.
General view of the
final reinforcement.

A boreability test. A comparison
between laboratory tests and field
measurements in a bored raise
in Kiruna

Bergsingenjör Karl-Erik Rånman, LuH/Bergteknik
Luleå

Bakgrund

År 1974 började undervisningen i bergteknik vid Högskolan i Luleå. Samma år började avdelningen för Bergteknik att organisera sin forskning inom gruvbrytning och berganläggningar. En huvudlinje inom forskningen beslutades bli inriktad mot fullborrning, där behovet av högskoleforskning ansågs stort. Samtidigt skulle forskningen också bli ett stöd för undervisningen, eftersom fullborrning är centralt i ämnet och kunskapen är låg i landet.

Forskningen inom fullborrning inriktades från början mot att finna ett lämpligt borrarbarhetstest för att förutsäga indriftshastighet vid fullborrning. Ett sådant borrarbarhetstest, lämpligt för svenska förhållanden, behövdes och samtidigt var det en lämplig bas för att bygga upp vidare forskning med tekniksypunkter på borrarverktyg och maskinutformning.

Borrarbarhetstest

För närvarande finns ett stort antal borrarbarhetstest med olika utförande. De flesta tillverkare av utrustning för fullborrning har en egen testmetod. Nedan redovisas några av de vanligaste metoderna:

<u>Användare</u>	<u>Utförande</u>
Robbins Co	Mäter tryckhållfasthet, slagghårdhet, mineralhårdhet som sedan jämförs med data från utförda tunnelprojekt.
Ingersoll-Rand/ Lawrence	Stiftinträngning i bergartsprov. Mäter kraft som funktion av kvarstående inträngning.
Dresser (Security)	Stiftinträngning i bergartsprov. Mäter den kraft som fordras för att flisor ska lossna omkring stiftet.

<u>Användare</u>	<u>Utförande</u>
Hughes Tool Co	Borrning med miniatyrborr.
NTH, Trondheim	Mäter ett sprödhetstal och borrsjunkning för miniatyrborr. M h a empiriska data kan sedan indriftshastigheten bestämmas.

Ingersoll-Rand/Lawrence testmetod

I dessa försök har noggrannheten hos ett borrarbarhetstest utvecklat av Ingersoll-Rand/Lawrence undersökts. Arbetet är utfört i samarbete med, och med stöd från, LKAB och Skånska Cementgjuteriet.

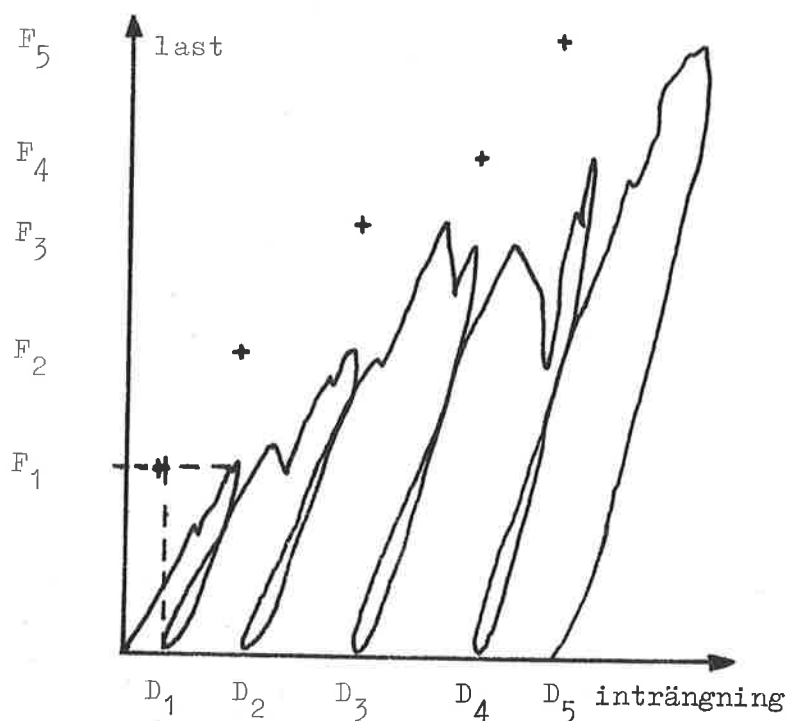
Denna testmetod valdes efter en studieresa i USA och en litteraturstudie över förekommande borrarbarhetstest. Metoden använder fullstora krafter för att pressa in ett hårdmetallstift i en bergyta. Detta efterliknar väl avverkningssättet vid borrarning i hårt, förslitande berg.

Vid beräkning av indriftshastighet används endast uppmätt borrarbarhetsindex och olika maskinparametrar, varför man ej är beroende av stora datamängder från tidigare projekt. Detta gör metoden användbar även för mindre entreprenörer, konsulter o s v.

Testet tillgår så att ett stift pressas in i en plan yta (i detta fall en avsågad diamantborrkärna) till inträngningen är 0.5 mm. Belastningshastigheten hålls relativt låg för att förhindra, att inträngningen överskrider 0.5 mm, när brott uppstår. Den maximalt uppnådda lasten avläses och därefter avlastas provet. Vid nollast avläses den kvarstående inträngningen.

Detta upprepas ytterligare 4 ggr med en total inträngning till 1.0, 1.5, 2.0 resp 2.5 mm. Inträngningen sker i samma krater och lossbrutet material avlägsnas ej mellan varje ny upplastning.

Hela inträngningsförloppet registreras på skrivare. För varje lastcykel avsätts den maximala lasten som funktion av den totala kvarstående inträngningen vid resp cykel.



Figur 1 Resultat av inträngningsförsök.
 F_i = maximal last och D_i = total
 kvarstående inträngning vid resp
 cykel.

Result of indentation test.
 F_i = maximum load and D_i = total
 permanent deformation for each
 cycle.

Borrbarhetsindex (K_L) beräknas som

$$K_L = \left(\sum_{i=1}^5 F_i / D_i \right) / 5 \quad (\text{kN/mm}) \quad /1/$$

Indriftshastigheten beror även på en del maskin-
 parametrar som matningskraft, rotationshastighet
 och rullarnas geometri.

$$B_r = F_d \cdot N \cdot C_p \cdot 60 / K_L \quad /2/$$

där	B_r	indrift	(mm/h)
	F_d	matningskraft/ stiftråd	(kN)
	N	rotationshastighet (rpm)	
	C_p	antal stiftrader som bearbetar samma område	
	60	minuter/timme	
	K_L	borrbarhetsindex	(kN/mm)

Sedan B_r beräknats för de olika bergarterna i tunnelsträckningen kan man med kännedom om maskintillgänglighet mm beräkna tidsåtgången för varje delavsnitt av drivningen.

Provuttagning

Provuttagningen tillgick så att en borrkärna uttogs genom diamanthörning i ett stigläge i Kirunavaara-gruvan. Därigenom kan man jämföra laboratorie- och fältvärden uppmätta i samma punkt. Diamanthörningen och den efterföljande fullhörningen utfördes av LKAB.

Borrkärnans längd var 100 m och vid karteringen visade den sig bestå av åtta geologiska områden med skillnader i mineralsammansättning, vittrings- och krossningsgrad. Dessa åtta områden kan anses representativa för hela kärnan, och en eller två bitar utvaldes slumpmässigt ur varje område, totalt 14 bitar à 2 m. Ur varje 2 m:s bit togs slumpmässigt sex prover, vardera ca 70 mm långa. Totala antalet prover var 84.

Provutrustning och utförande

Utrustningen för provning bestod av

- INSTRON 1251 belastningsmaskin för maximalt 200 kN
- Stifthållare med extensometer, upplösning 6 μ m
- x - y - skrivare

Proven göts in i gips i en stålcyllinder. Gipset var av en speciellt hård typ, KERR VEL-MIX STONE, med en tryckhållfasthet på ca 40 MPa. Under härdeningen expanderade gipset så att kärnan blev inspänd med 1 - 3 PMA.

Vid provningen placerades provbehållaren med den ingjutna kärnan på bottenplattan. Stiftet, halvsfäriskt med 12 mm:s diameter, bringades i kontakt med provet. Ett klammer runt behållarens övre kant justerades, så att extensometerns utslag hela tiden skulle ligga inom det linjära området. En mätlocka placerades mellan bottenplattan och övre käftgreppet.

I första steget trängdes stiftet in 0.5 mm. Belastningshastigheten var 0.5 mm/min. Pressens töjning medförde dock att stiftets inträngningshastighet var 30-50 % lägre. Maximala lasten under första lastcykeln var 30-40 kN för samtliga prover.

Därefter avlastades proven, med samma hastighet som ovan, till lasten var nära noll (~ 20 kg). Kvarstående inträngning avlästes på extensometer och mätlocka. Det material som krossats under stiftet borttogs ej.

Ytterligare fyra likadana cykler utfördes med inträngningar till totalt 1.0, 1.5, 2.0 resp 2.5 mm.

Insamling av mätvärden i fält

Samtidigt med laboratorietesten utfördes upprymningen av stigorten med en ROBBINS 82R, REED:s krona, 2.4 m diam och med SANDVIK:s rullar. Under hela upprymningen mättes indrift, vridmoment och matningskraft. Indriften beräknades utifrån borrarstiden för ett borrhör, längden 1.5 m. Vridmoment och matningskraft registrerades kontinuerligt på skrivare och i den journal, som förs av operatören.

Vridmomentets storlek är egentligen ointressant för beräkning av indrift med borrarbarhetsindex. I praktiken anpassar man matningskraften, så att vridmomentet är maximalt.

Matningskraften ingår som en faktor i ekvation /2/. Man kan alltså beräkna indriften som funktion av matningskraften. Oftast varierar dock kraften bara inom $\pm 10\%$, i detta fall 2500 - 3000 kN.

Resultat

Indriftshastigheten beräknades ur ekv /1/ och /2/. Som spridningsmått anges ett konfidensintervall, här ett 93.8 % Wilcoxon-intervall. Det sanna medelvärdet ligger med 93.8 % sannolikhet inom angivna intervallgränser. Dessa beräknade värden jämförs med verkliga indriftshastigheter i nedanstående tabell.

Beräknad indrift (m/h)	Intervall (m/h)	Verklig indrift (m/h)
0.42	[0.34, 0.56]	0.93
0.51	[0.41, 0.75]	1.10
0.87	[0.60, 1.67]	1.40
0.88	[0.69, 1.20]	1.00
0.76	[0.61, 0.95]	1.07
0.81	[0.61, 1.96]	0.85
0.56	[0.42, 1.10]	0.90
0.73	[0.51, 1.10]	0.82
0.75	[0.62, 0.93]	0.72
0.45	[0.38, 0.55]	0.60
0.41	[0.34, 0.51]	0.45
0.46	[0.41, 0.55]	0.60
0.49	[0.39, 0.63]	0.50
0.42	[0.34, 0.53]	0.38

Tabell 1 Beräknad indriftshastighet med 93.8 %
konfidensintervall och verklig indrifts-
hastighet.

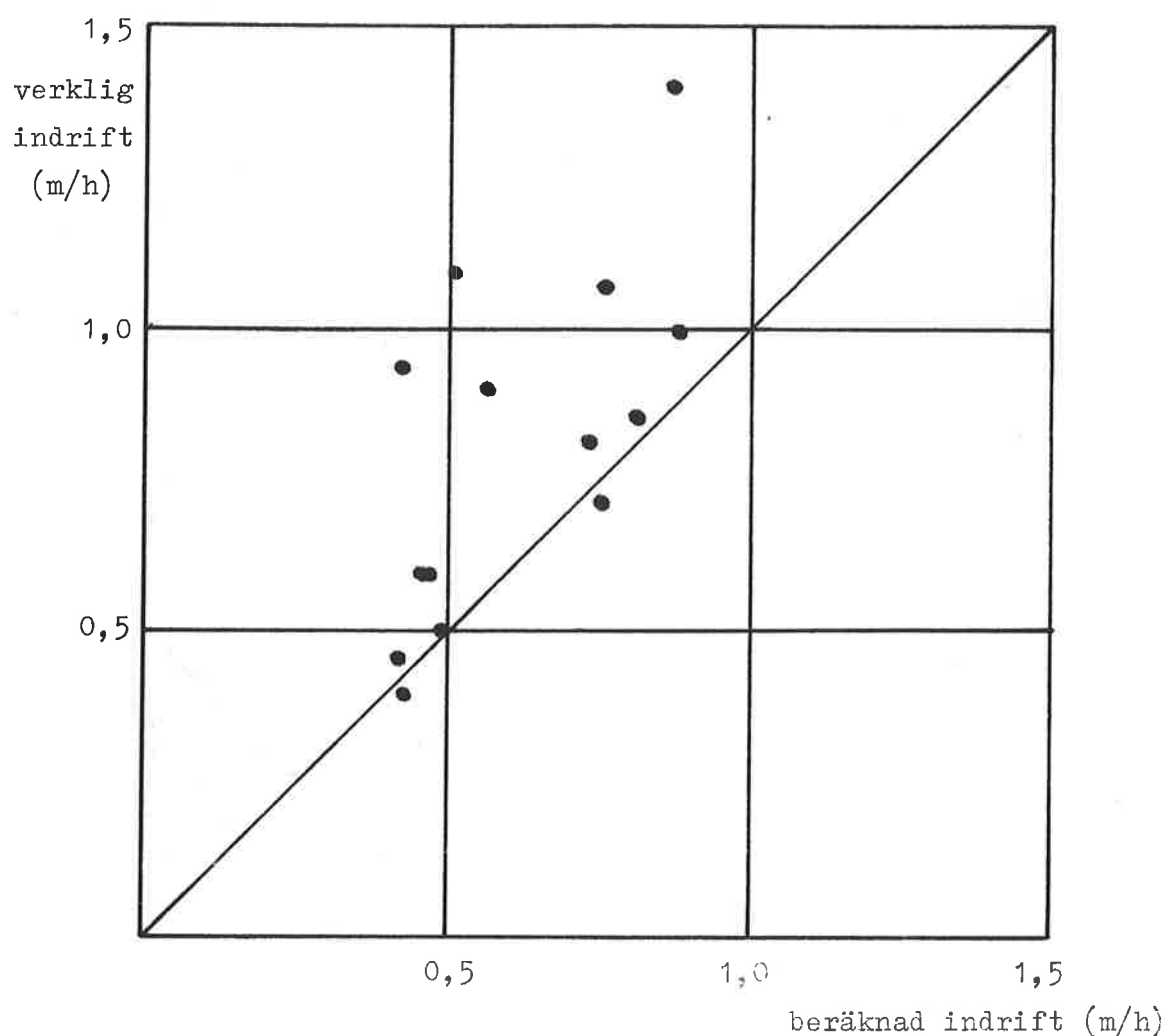
Calculated boring rate (left) with 93.8 %
confidence limits (middle) and actual
field boring rate (right).

Ett linjärt samband mellan beräknad och verklig indriftshastighet, beräknad med minsta-kvadratmetoden, har formen

85

$$\text{Verkl indr} = 1.04 \cdot \text{Ber indr} + 0.18$$

$$\text{Korrelationskoefficient} = 0.65$$

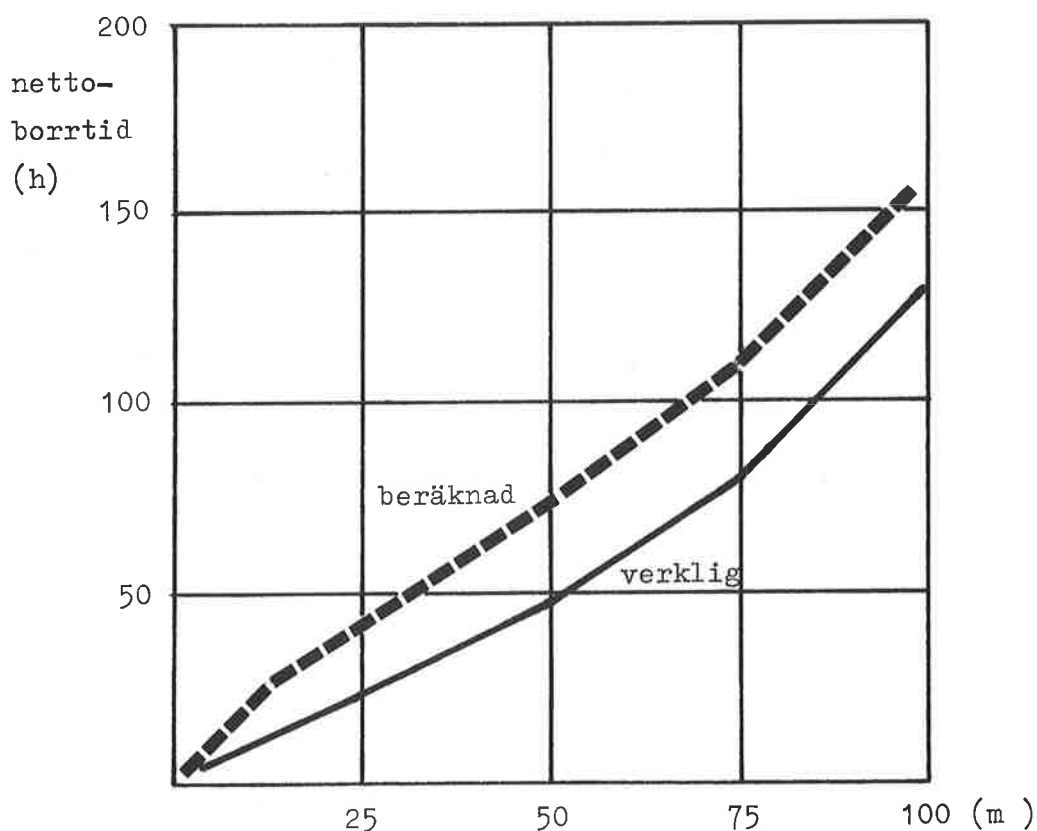


Figur 2 Verklig indrift som funktion av beräknad indrift. Önskat samband (heldragen linje) och verkligt samband (streckad linje).

Actual boring rate as a function of calculated boring rate. Desired connection (continuous line) and actual connection (broken line).

Nettoborr tiden beräknades för de åtta geologiska områdena. De tre översta mätpunkterna (närmast maskinen) uppvisade en avvikelse på ca 100 %. Detta medförde att en kraftig avvikelse mellan beräknad och verklig tidsåtgång uppstod för området 0 - 25 m. Därefter (25 - 100 m) är avvikelsen endast ca 5 %.

Försök har också gjorts att korrelera verklig indriftshastighet med andra parametrar som brottseghet, C-faktor, sprickavstånd och indriftshastighet vid pilothålsborrning. Brottseghetsvärdena hade ett visst samband med indriftshastigheten, men på grund av få värden är sambandet osäkert. Pilothålsborrningen gav samma korrelationskoefficient som borrarbarhetsindex, sambandet kan dock bestämmas först när pilothålet är borrarat. Dessutom borraras inget pilothål vid horisontalortsdrivning. Indriftshastigheten var praktiskt taget oberoende av C-faktor och sprickavstånd. Detta kan bero på att sprickavståndet var så stort (10 - 15 cm) att dess inverkan på indriftshastigheten var liten. Först när avståndet mellan svaghetsplanen understiger 5 cm, har de en avgörande inverkan på borrarningen.



Figur 3 Verklig (heldragen linje) och beräknad (streckad linje) nettoborr tid.

Actual (continuous line) and calculated (broken line) net boring time.

Denna undersökning visade att testmetoden gav god 87
noggrannhet i de flesta punkter, speciellt i
partier med hårt berg. Metoden kräver ej stora
mängder erfarenhetsdata, något som endast de största
maskintillverkarna har för närvarande. Den bör
därför var användbar för förundersökningar för full-
borrning i hårt berg.

Summary

The Ingersoll-Rand/Lawrence boreability test is based upon penetrating a tungsten carbide button into a rock sample. The test is used in the laboratory to calculate field boring rate when tunneling with a full-face machine. The button is pressed into a rock sample, confined in a plaster base compound. Each time the total deformation is increased 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.10 inch, the applied force is recorded and then relaxed to find the permanent deformation. A boreability index is constructed by fitting a straight line through the points of maximum force and permanent penetration for each loop. Using the index a field boring rate can be estimated.

Here a comparison is made between laboratory tests and field measurements in a bored raise, both in single points as well as total net boring time. In nine out of 14 measuring points the calculated boring rate differs less than 0.15 m/h from actual boring rate.

The calculated net boring time shows a large error for the top 25 m, due to three values with an error up to 100 %. Between 25 - 100 m the calculated time differs only 5 % from actual net boring time.

An attempt was made to correlate other parameters, such as penetration rate for pilot hole drilling and crack spacing (C-factor), with actual boring rate. However, the best correlation was obtained with the boreability index.

INVERKAN AV DEN GEOLOGISKA MAKROSTRUKTUREN VID FULL- ORTSBORRNING - ETT EXEMPEL FRÅN KRISTALLIN BERGGRUND I USA

The influence of joints, faults and minor shearzones
on the penetration rate - an example from full face
boring in crystalline rock in the USA

Civilingenjör Gunnar Nord, Stiftelsen Svensk Detonik-
forskning - SveDeFo, Stockholm

Här skall redogöras för några iakttagelser från ett
fullortsborrningsprojekt i USA. Iakttagelserna gjordes
vid ett längre studiebesök men kan inte betraktas som
ett vetenskapligt arbete i egentlig mening.

Några klarlägganden skall dock först göras innan redogö-
relsen för iakttagelserna göres. Med Makrostruktur avses
sprickor och slag som är direkt synligt för blotta ögat
då man står i den väl upplysta tunneln. Det är alltså
strukturer som man sannolikt skulle ha registrerat vid
en normal kartering av en sprängd tunnel i Sverige.

Den kristallina berggrunden utgöres i huvudsak av ba-
siska vulkaniter som har utsatts för kontaktmetamorfos
och ombildats till Hornfels och Amfibolit. Sammansätt-
ningen av mineralerna i ett slip är:

Plagioklas (labrador och ev. albit)
Amfibol, ev hornblände
Kvarts
Epidot
Opakmineral
Oidentifierat ljusst, stråligt mineral
Klorit

Vidare genomsätts Amfiboliten av gångar och linser av
dioritisk - gran odioritisk sammansättning.

Fullortsborrning utfördes av en 3,35 m:s Robbinsmaskin
med diskullar. Det bör poängteras för den som finner
indrifterna låga att maskinen inte var byggd för att
gå i denna typ av berg. Maskinen, som var begagnad, är
en systemmaskin till den som har gått i Vestlandet i
Norge och haft otur med huvudlagret.

Nedan kommer ordet indrift att upprepas ett flertal
gångar. Med indrift menas här den hastighet (fot/tim)
med vilken maskinen arbetar sig in i berget. Tiden räk-
nas bara då maskinen arbetar, och tid för eventuella
stopp ingår alltså ej.

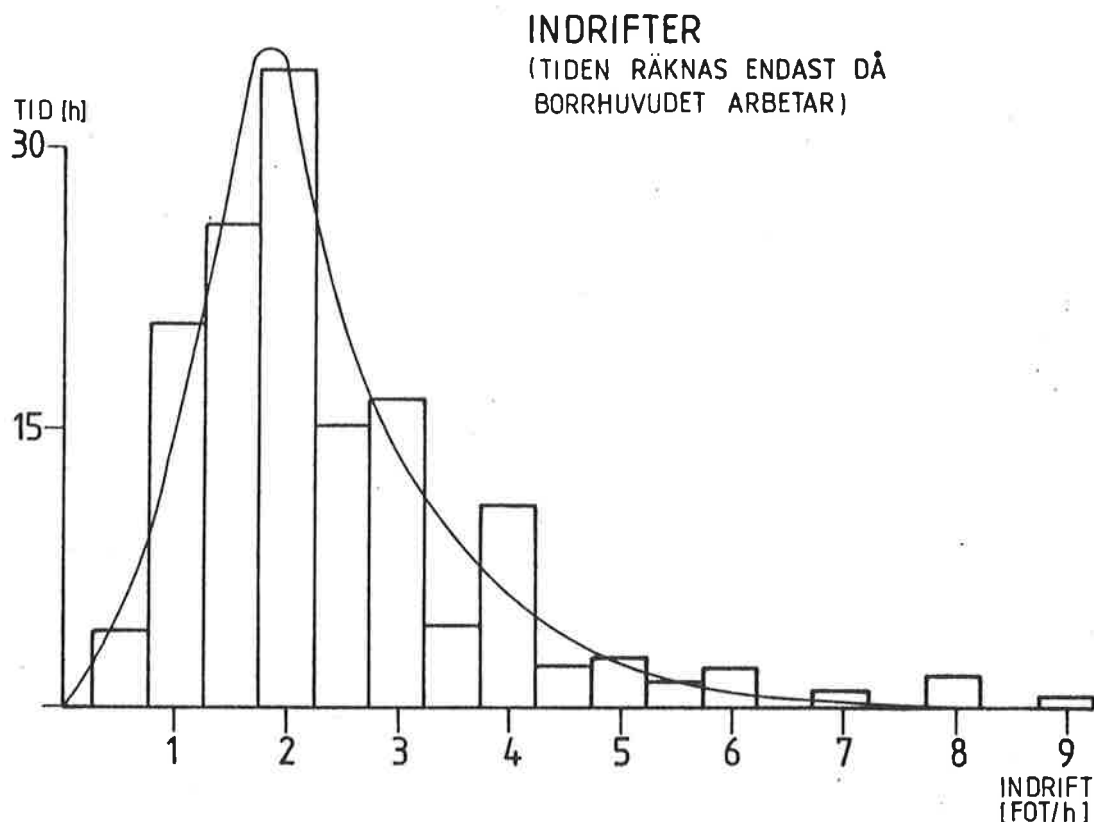


FIG. 1 DISTRIBUTION OF PENETRATION RATES
IN FEET/hour SEC 221 - 1022

Hur kommer det sig nu att man tror sig finna ett samband mellan indrivningshastighet och makrostrukturen? Det finns två skäl. Blindheim publicerade en skrift 1976 där han framför att indriften är beroende av vad han kallar Stikk och Sprekk. Han har studerat hur hastigheten är beroende av hur tätparallellella sprickplan ligger. Vidare förvånades man av den spridning i indrifter man fick då resultatet från projektet sammanställdes, se fig ovan. Spridningen skulle eventuellt kunna förklaras av skillnader i bergmaterialet. Okulärbesiktning av bergväggen gav inte anledning att tro så skulle vara fallet. Inte heller Schmidthammar-tester direkt på bergväggen har givit en sådan indikation, se fig 6 - 7.

För att testa sprickighetens inverkan på indriften gjordes en indelning av tunnelsträckan i tio (10) fot (3 m) långa celler. Längden av cellen valdes m.h.t. tunneldiametern som var elva (11) fot (3,3 m) och m.h.t. felen i observationerna. Därefter indelas cellerna på ett kvasivetenskapligt sätt i nollor och ettor, se fig 2 o 3. En nollcell var en sådan där sprickigheten till ingen eller ringa grad borde påverka indriften. En cell betecknad med "ett" var en sådan där sprickigheten borde ha givit en påtaglig eller stor inverkan på indriften. Som vanligt vid en grov indelning ställdes man inför valproblem, men alla cellerna klassades antingen som "etta" eller "nolla".

CELL - KLASIFICERING

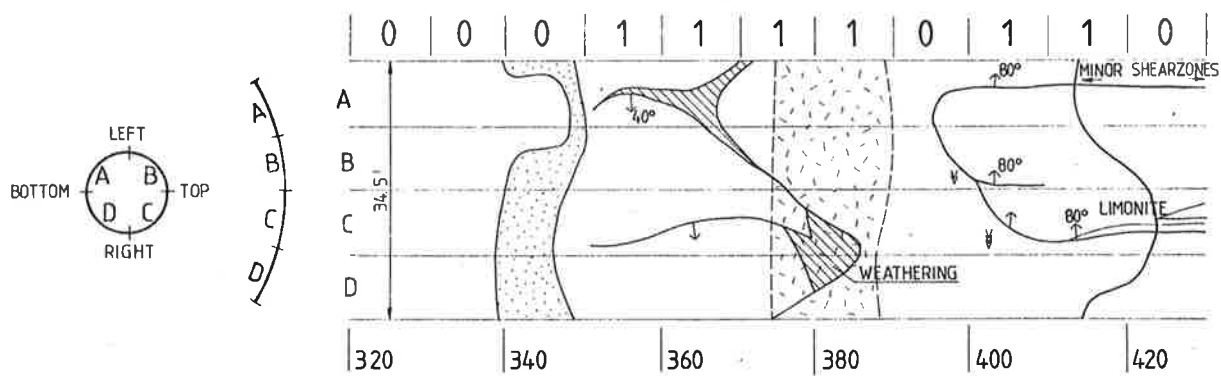


FIG. 2

EXAMPLE FROM CLASSIFICATION OF BORABILITY IN "0" AND "1" CELLS

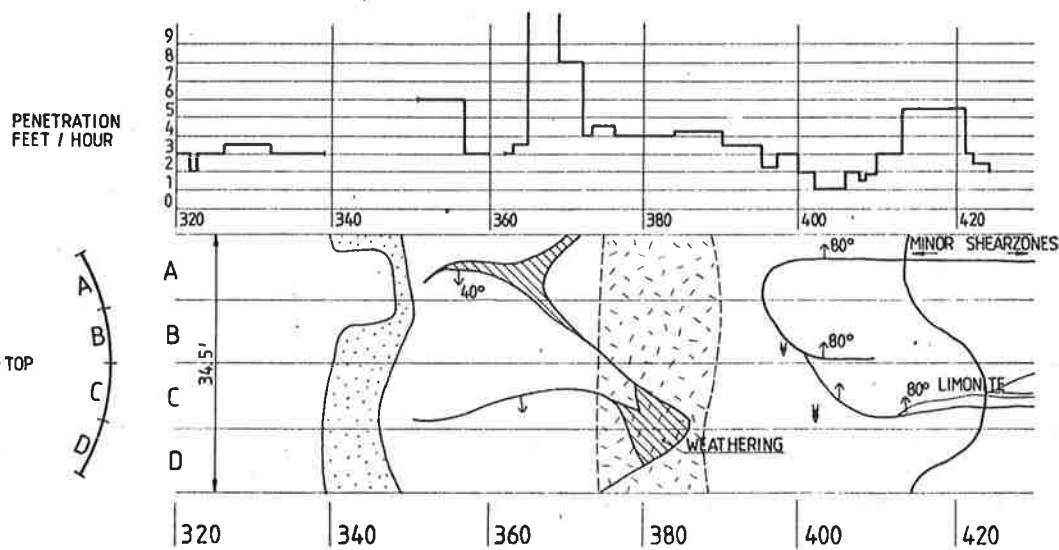


FIG. 3

EXAMPLE FROM REGISTRATION OF PENETRATION RATES

När indelningen väl var gjord framtogs medelhastigheten för alla enskilda celler, och frekvensdiagram upprättades för noll- och ettceller respektive fig 4 o 5. Medelvärde för nollceller är 2.02 Fot/timme och spridningen 0.47. För ettceller är motsvarande värden 4.19 och 1.50. Skillnaden i variablernas väntevärde är 2.17 ± 0.72 och är signifikant. Signifikansnivån var 5%. Nu skall här observeras att det inte är medelhastighet, som redovisas utan medelvärde av registrerade hastigheter. Medelhastigheterna har emellertid framräknats och var för nollceller 1.83 fot/timme och för ettceller 3.22 fot/timme. Det faktiska höjningen av indrivningshastigheten vid sprickigt berg blev alltså här

$$\left(\frac{3.22}{1.83} - 1 \right) \times 100 = 75\%$$

Hade man fritt fått välja celllängd skulle sannolikt skillnaden ha blivit större. Nu är emellertid underlaget sådant att det knappast är lönt att arbeta vidare. Det innehåller för mycket osäkerheter i hastighets- och positionsangivelser. Vidare borde i sådana fall berget ges ett djupare studium.

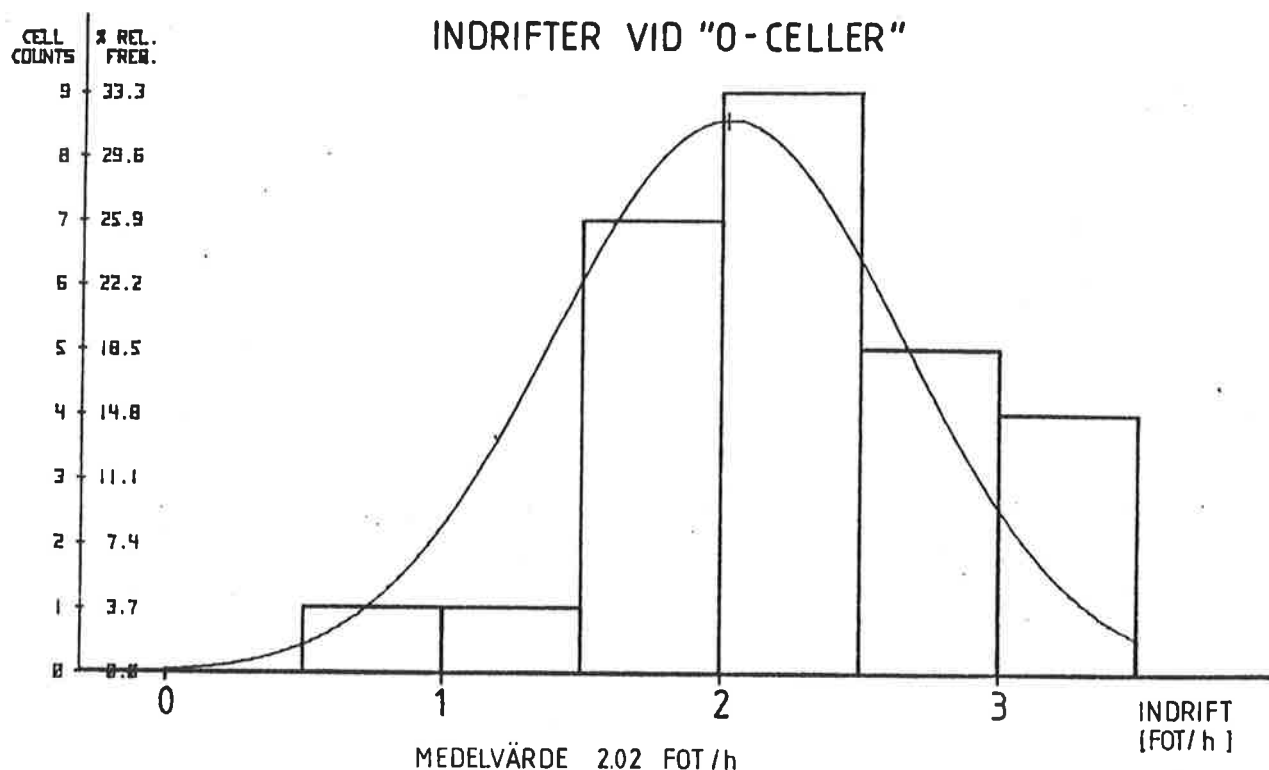


FIG. 4 PENETRATION RATES AT "0" - CELLS

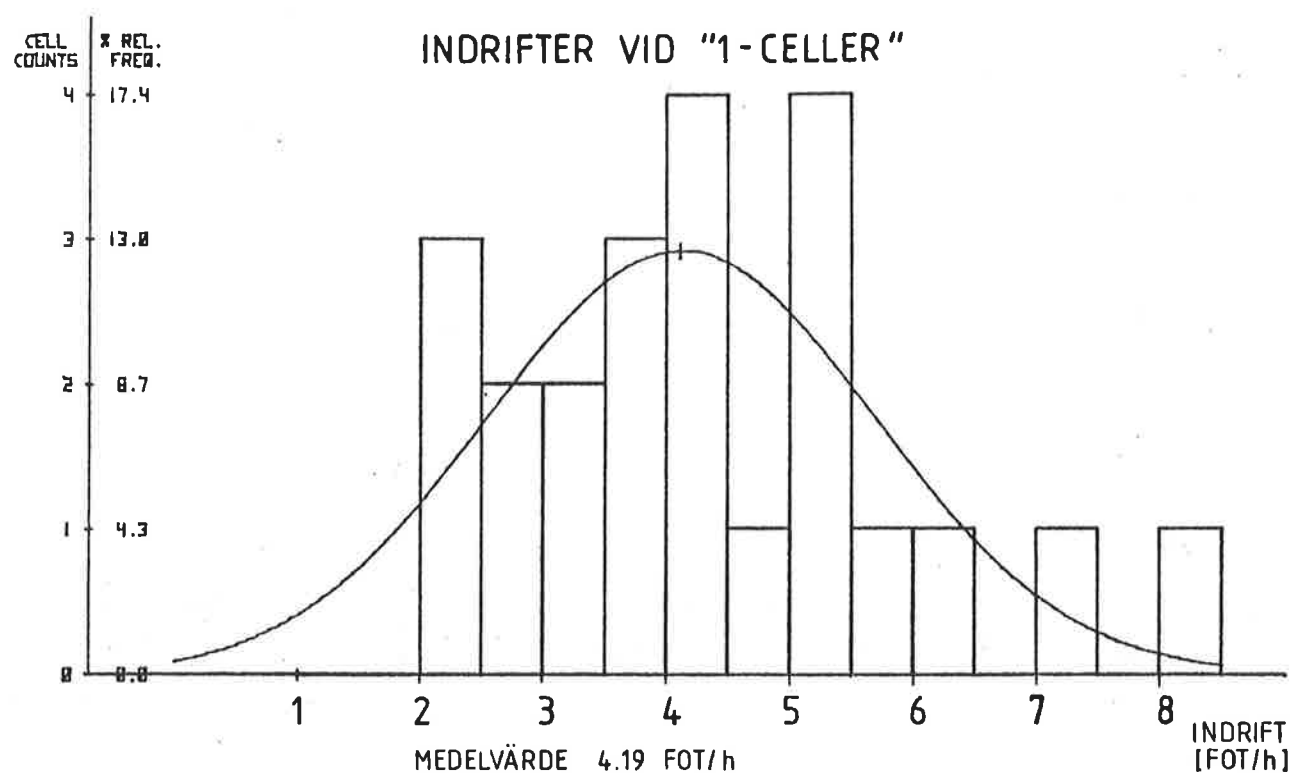


FIG. 5 PENETRATION RATES AT "1" - CELLS

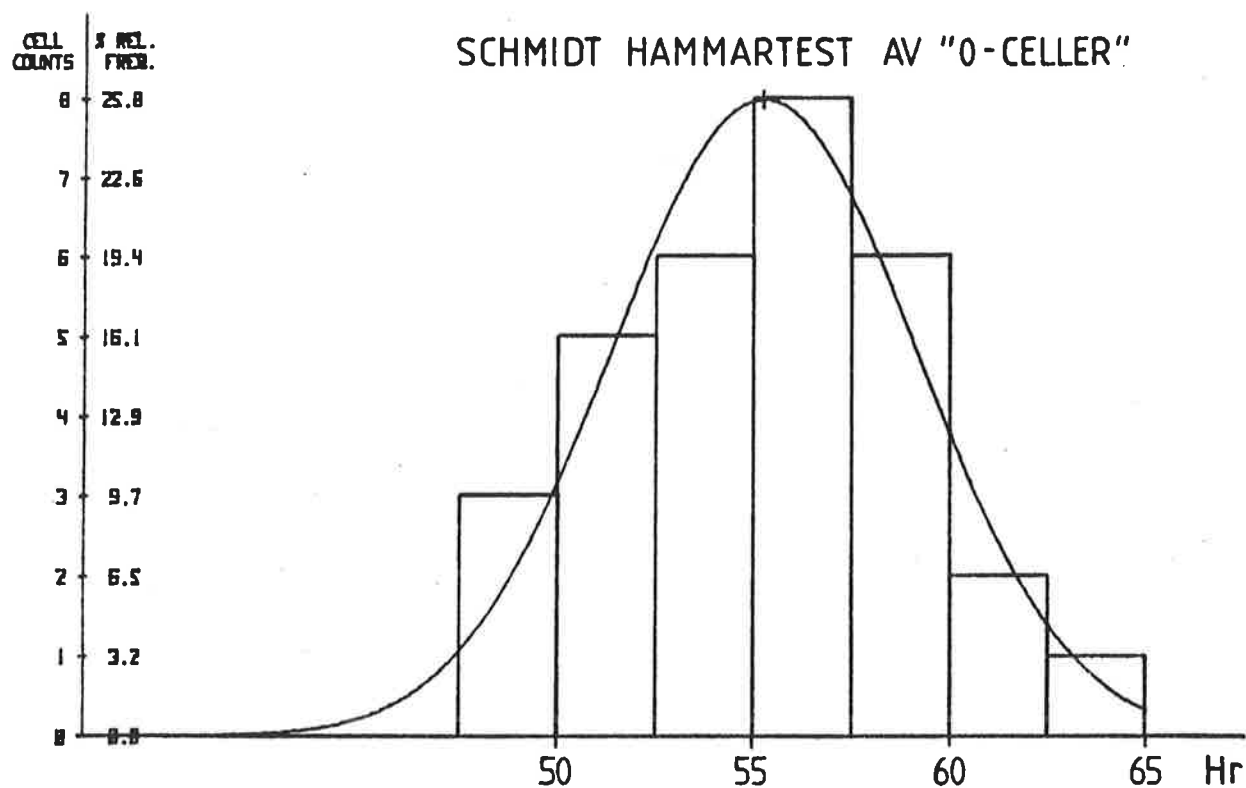


FIG. 6 SCHMIDT HAMMER HARDNESS AT "0" - CELLS

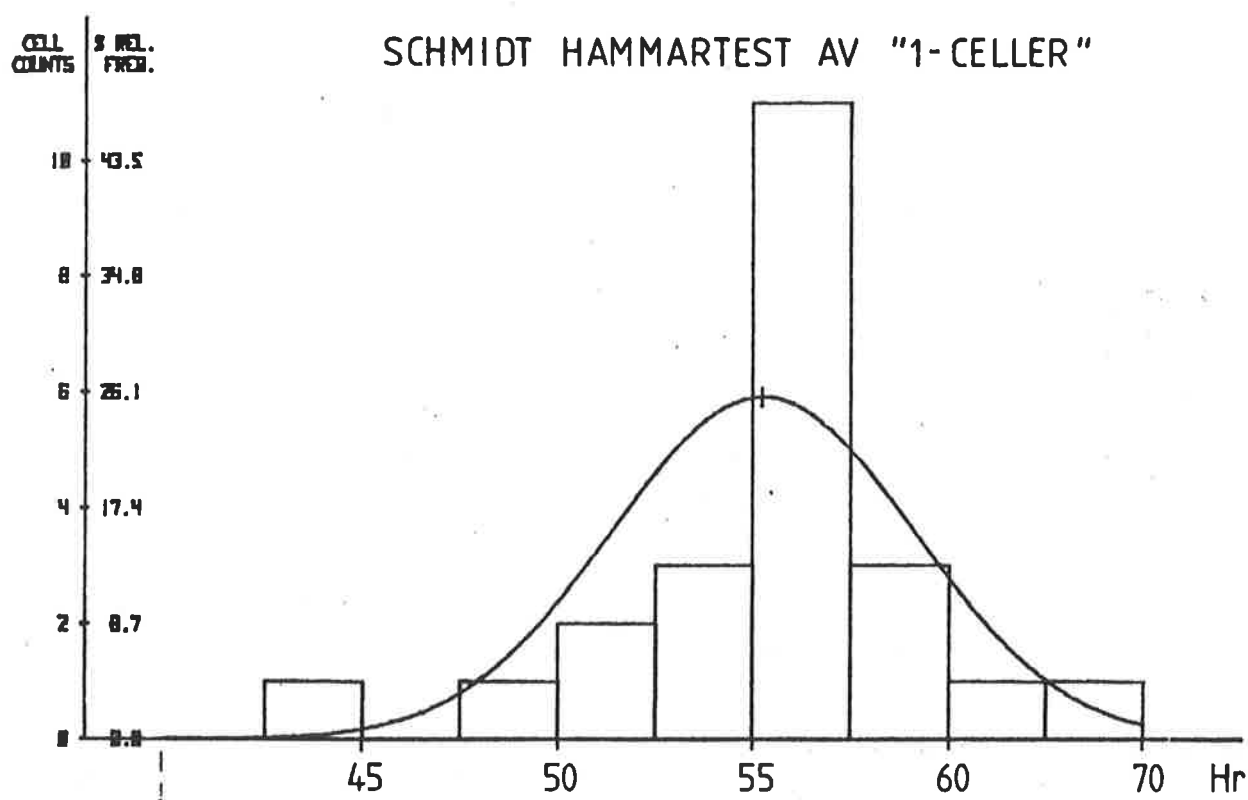


FIG. 7 SCHMIDT HAMMER HARDNESS AT "1 -CELLS"

Vilka slutsatser kan man nu dra av ovan redovisat? Icke regelbunden sprickighet påverkar indrivningen gynnsamt. Det är däremot icke möjligt att säga i vilken utsträckning, för det är beroende av även andra faktorer såsom bergets övriga parametrar och maskinprestanda. En kraftigare maskin skulle sannolikt ha givit mindre skillnad mellan noll- och ettceller. Ett observandum för dem som gör förundersökningar är dock på sin plats. Förundersökningen till detta tunnelprojekt bestod i stort av en ytkartering och med hjälp av denna och tidigare erfarenheter från närliggande projekt upprättades en prognos.

Ytberget var till stora delar söndersprucket och man ansåg att sprickigheten sträckte sig ned till tunnelnivå. Man varnade följaktligen för trasigt och instabilt berg på stora delar av tunnelsträckningen. Entreprenören i detta fall, som var medveten om sprickighetens gynsamma inverkan, lämnade därför en offert som byggde på fullortsborrning. Berget visade sig emellertid vara betydligt friskare än prognoserat, och därav försämrades drivningsresultatet. Det är möjligt att även denna entreprenad slutar i domstol, men där entreprenören reser krav på extra ersättning för att berget var friskare än vad som sades i den geologiska rapporten.

Referens:

Nord, Gunnar: Miners Ranch Tunnel, Ett fullortsborrningsprojekt, Stiftelsen Svensk Detonikforskning DS 1979:1, Stockholm 1979

SUMMARY

This paper gives a short presentation of some observations made at a full face boring project in Sierra Nevada, Cal., USA. It was found that such structural elements as joints, faults and minor shearzones had a great influence on the penetration rate. Blindheim showed more than 5 years ago the influence of jointing on the penetration rates. He considered parallell joints and partings having distances between the planes from two to eight inches (5-20 cm).

The structural elements considered in this paper have a random separation and orientation.

Although a very simple method to classify the rock mass was used a significant difference in penetration rate was found. The penetration rate in "Jointed Rock" was twice as high as in "Not Jointed Rock".

DISKUSSION

Överingenjör Thorild Persson, Falun

Jag undrar i vilken utsträckning man använder sig av mikroseismiska mätningar för att följa upp sådana rasförlopp som Kolsrud och Krauland har beskrivit.

Diplomingenjör Norbert Krauland, Boliden Metall AB

Vi har gjort mikroseismiska mätningar i Långselegruvan ganska nära det aktuella brytningsområdet på 160 m nivån. Jag kan nu inte exakt säga hur lång tid i förväg, men det var säkert ett halvt år före raset som vi gjorde mätningar där. Syftet med dessa mätningar har inte varit att varsla för ett ras utan att kontrollera mätutrustningen i samband med att man bröt malmskivan mot dagen. Vi kan bara konstatera att vi under den tiden fick ytterst svaga signaler. De härrörde med stor sannolikhet från ett område med mindre än 30 m avstånd från geofonerna. Vi vet nämligen från tidigare undersökningar att räckvidden för dessa geofoner inte var mycket större än 30 m.

Bergsingenjör Kauno Kangas, LKAB, Malmberget

Jag har tidigare, bl a vid Bergmekanikdagen 1975, redogjort för ett gruvseismiskt registreringssystem som körts kontinuerligt i Malmberget sedan början på 70-talet. I motsats till gruvforskningens mikroseismikprojekt, som avbröts 1976, har vi geofoner med låg egenfrekvens för att få längre räckvidd och kunna täcka hela gruvfältet på ca 3 x 5 km.

Vårt system omfattar 12 geofoner. Signalerna överföres via det interna telefonnätet (delvis över televerkets ledningar) till kontoret där man hela tiden på en bläckskrivare kan se vad som händer eller har hänt, man får en översiktlig bild av gruvskalv, sprängningar och liknande vibrationer samt kan även delvis grovt lokalisera händelsepunkten. Parallellt med bläckskrivaren kan vi automatiskt registrera de intressantaste händelserna på magnetband för senare analys och noggrannare positionsberäkning.

Erfarenheterna hittills är goda, man kan t ex se skillnaden mellan lugna och oroliga perioder i olika delar av gruvan, bl a i ett stort öppet rum i Kaptensgruvan. Sedan man med seismiken lokaliserat det oroliga området är det lättare att komplettera med annan övervakning, t ex inspektering på platsen, deformationsmätning etc.

Vi håller nu på och planerar för nästa generation av seismisk utrustning, som kan göras betydligt mera avancerad med hjälp av modern digitalteknik. Vårt nya system skulle kunna omfatta 32 geofoner över 32 telefonledningar men dessutom kan man på varje ledning koppla in 3 geofoner, totalt alltså 96 geofoner. I grundutförandet klarar systemet frekvenserna 0 - 240 Hz, i det utökade systemet 0 - 80 Hz. Alla signaler kan registreras parallellt med lämplig skrivare och en 4-spårs mätbandspelare. Den senare startar automatiskt när någon geofonsignal överstiger ett inställbart gränsvärde och stannar när vibrationen upphör.

Det är naturligtvis också en kostnadsfråga hur sofistikerat system man kan installera. Min uppfattning och erfarenhet är att det vid många gruvor skulle vara lönsamt att installera ett modernt seismiskt system, inte enbart för övervakningsändamål utan även för förundersökning (malmer och dåligt berg etc). För att utnyttja resurserna på bästa sätt har gruvforskningen i de nordiska länderna påbörjat ett samarbete, tillsvidare i form av en kommitté som skall utarbeta förslag till fortsatta åtgärder. Bland annat skulle den nu skisserade instrumenteringen kunna användas för gemensam forskning och utveckling om bidrag till finansieringen kan erhållas. Med en sådan avancerad utrustning finns verkligen stora möjligheter att ta fram även praktiskt nyttiga resultat.

Tekn dr Sten Bergman, Stocksund

I föredraget om borrhärdighetstester visades ett diagram från laboratorieförsöken med en ganska stor spridning mellan försökspunkterna. Sedan visades ett annat diagram där man jämförde verklig indrift med beräknad indrift och där man såg en mycket god parallellitet mellan dessa två, bortsett från de första 20 - 25 m. Jag förmodar att den beräknade kurvan var hämtad från det första diagrammet med den stora spridningen. Jag skulle vilja veta hur man har behandlat denna spridning. Vad har man valt för medelvärde för att komma fram till den beräknade kurvan?

Bergsingenjör Karl Erik Rånman, Högskolan i Luleå

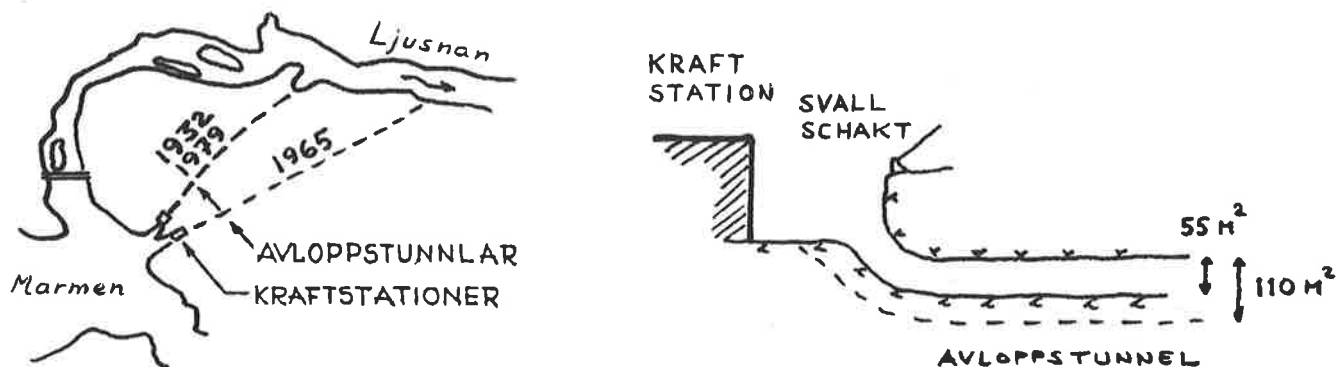
Vi tog ut sex prover i varje provpunkt och beräknade medelvärdet av dessa. Medelvärdet fick vara representativt för de områden vi ansåg ha lika geologiska egenskaper, och sedan summerade vi tiden över hela kärnlängden. De sex proven hade ju en viss spridning, och i stället för att beräkna en kurva ur medelvärdena, skulle man kunna ange ett område ur spridningen. Man skulle alltså säga att den verkliga indriften, med viss sannolikhet, skulle ha hållit sig inom detta område. Vid en praktisk tillämpning är naturligtvis detta sätt att föredra.

DOKUMENTATION AV FEMTIOÅRIG SPRUTBETONG I KRAFT- VERKSTUNNEL

Investigation of fifty year old shotcrete in a hydro-electric power plant.

Civilingenjör Tomas Franzén, Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm.

En ovanlig möjlighet att studera en gammal sprutbetong utsatt för rinnande vatten i nära femtio år, har erbjudits i samband med utbyggnaden av Höljebro gamla kraftverk i Ljusnan, en mil söder om Söderhamn. För att möjliggöra en ökad vattenföring har verkets avloppstunnel utvidgats från 55 till 110 m² tvärsnittsarea genom fördjupning med hjälp av pallsprängning. Se även BERGMAN, BRÄNNFORS, DAHLIN, 1979, som behandlar ett ras i samband med utsprängningen. (1)



Figur 1 och 2

Inför utbyggnaden torrlades tunnel och svallschakt och det beslöts att man skulle ta tillfället att studera konditionen hos den för den tiden ovanliga bergförstärkning, som gjorts med sprutbetong. Besiktningen gjordes av BeFo i samarbete med Stabilator, som var engagerade för förstärkningsarbeten vid utbyggnaden och Fortifikationsförvaltningen, där geolog Torbjörn Hahn särskilt ägnat sig åt studier av sprutbetongs vidhäftningsegenskaper.

Då kraftverket byggdes omkring 1930 var förstärkning med sprutbetong något av ett pionjärarbete. Tekniken hade visserligen introducerats i landet och SJ hade exempelvis för-

stärkt skadade betongkonstruktioner med sprutbetong, men för bergförstärkning var det en relativt oprövad metod.

Det berg som var aktuellt och den uppfattning av förstärkningsbehov som rådde framgår av de arbetsrapporter, som byggherren Bergvik & Ala bevarat och vänligen ställt till förfogande. Läget karaktäriseras i november månad 1930 av kontrollanten, ingenjör Bruno Gezelius på följande sätt:

"Uti tunneln pågår arbetet både uppströms och nedströms. En del öppningar och sprickor samt "slag" och "lerskölar" följer alltjämt med. Detta gör att tunnelsprängarna måste vara försiktiga i sitt arbete så att ingen olycka sker. För tunnelns bestånd efter arbetets utförande torde risken kunna tagas med lugn. - - -

Min uppfattning av arbetet i tunneln är den, som berget f n ser ut, att arbetet måste för utförandet bedrivas med en viss försiktighet, så att arbetarna ej riskera liv och lem men att tunneln som färdig ej ens närmelsevis behöver alla uppsatta stämplingar som under arbetets gång erfordras, dock möjligen kompletterad av någon stjärkring här och var".

Tanken att förstärka med sprutputs, som det då kallades, fördes fram och ledde till en intensiv och högtidlig diskussion mellan byggherren och entreprenören, Tekniska byggnadsbyrån Dehlin och Perslow, innan man vågade sig på att pröva den nya tekniken. Till sist beslöt man att byggherren (!) skulle inköpa en utrustning å 3.800:- kr. Några uppgifter om sprutans typ eller fabrikat har inte stått att finna trots ihärdigt sökande i gamla protokoll och kassarapporter.

OKULÄR BESIKTNING

När vi inledde vår undersökning hade man redan börjat bygga en del ställningar och delvis gjort nya sprutningar på platsen. Fortfarande var dock svallschaktets ena sida och delar av tunneln åtkomliga. Vi koncentrerade oss på svallschaktets undervattenspartier och ett mindre avsnitt av tunneln.



Figur 3 och 4

Svallschaktets vänstra vägg

Most of the investigation was made
in the lower part of the surge shaft

Vid en första okulärbesiktning kunde vi konstatera att man uppenbarligen i första hand syftat till att fylla fogar och skrevor för att stabilisera låsstenar. I figur 4 kan man se hur bergytan har jämnats ut och rundats av genom sprutbetongen. Stora delar av både berg och sprutbetong var täckta av en mörk oljeliknande organisk beläggning. Om man skrapade bort beläggningen följde ett några millimeter tjockt ytskikt av svagt rosafärgad och vittrad betong med. Därunder var betongen mörkgrå och hård och tät.

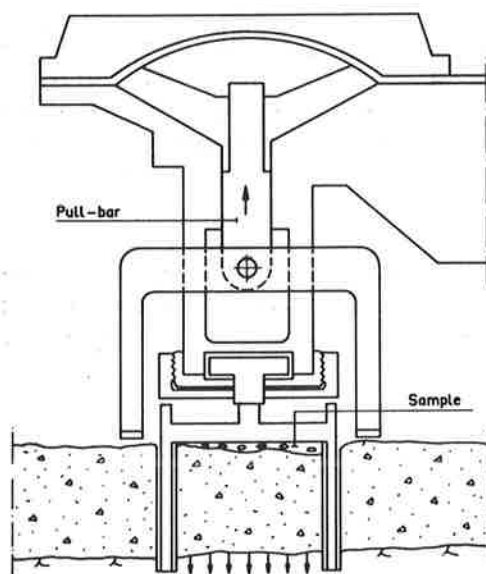
Genom att knacka loss betong på några ställen, vilket inte alltid var så lätt, kunde man också se att betongen på utstickande partier var bara någon centimeter tjock, medan den i skrevor och svackor uppenbarligen kunde vara upp till ett par decimeter. På särskilt utsatta, utstickande partier hade den tunna betongen ibland bommat upp och flagat av.

Det allmänna intrycket av besiktningen blev att betongen väl hade motstått de många årens påverkan av strömmande vatten och att den avsedda förstärkningsverkan egentligen ingestans gått förlorad.

VIDHÄFTNINGSPROVNING

För att belägga de okulärt erhållna intrycken ville vi också med hjälp av kärnbörning prova vidhäftningen mot berget, helst på plats, och samtidigt få kärnor för att kunna undersöka betongens hållfasthet och sammansättning. Det kan här vara lämpligt att först ge några principiella synpunkter på insituprovning av sprutbetong genom dragning av friborrade kärnor.

För att få ett korrekt värde på vidhäftningshållfastheten måste man använda en apparat så konstruerad att den kan dra kärnan centriskt och utan moment, vilket bl a behandlats i ett examensarbete av SÖREN KARLSSON, Luleå Högskola 1976 (2). Det finns några metoder i bruk, som kan anses tillfredsställande och vi använde den av BeFo utvecklade apparat, som presenterades av TORBJÖRN HAHN vid 1978 års bergmekanikdag (3).



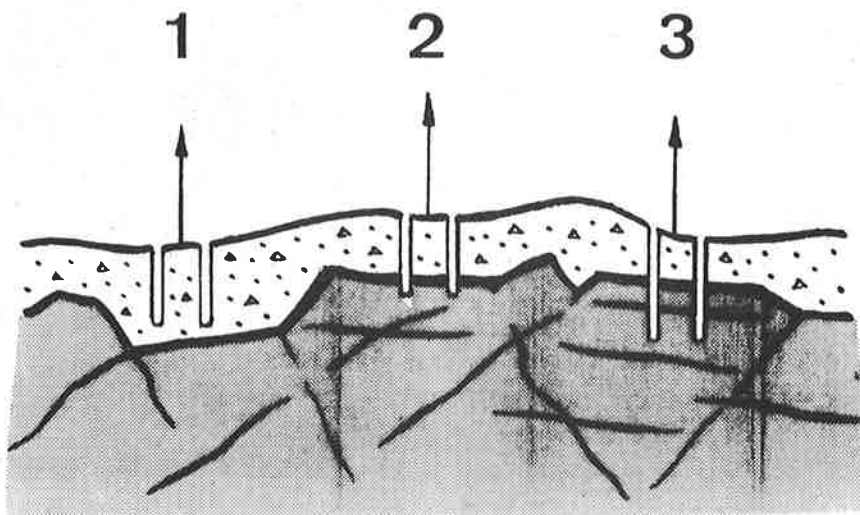
Figur 5

Principbild av "BeFo-provaren"

Adhesion tester for centric pull out without bending.

När det så gäller att friborra de kärnor som skall dras, måste man sträva efter det mittersta exemplet i figur 6. - I fall nr 1 får man inget mått på vidhäftningen mot berg utan i stället på betongens draghållfasthet eller på en eventuell dålig vidhäftning mellan olika skikt i sprutbetongen. - I fall 2 är det däremot troligt att man får ett direkt vidhäftningsbrott mot berg, och om man i stället skulle få brott i betongen eller i berget så vet man ändå att vidhäftningen i kontaktzonen har varit minst lika bra. - I fall 3 gäller att ju längre in man borrar, desto större är risken att man råkar på en spricka i berget och att hela kärnan lossnar under borrarningen. (Kärnan kan då provas i efterhand på laboratorium, men inte längre under naturliga betingelser.)

Vid den aktuella undersökningen bidrog flera olika förhållanden till att göra det svårt att genomföra vidhäftningsförsöken på ett helt tillfredsställande sätt. Förutom typiska störningar, som ofta drabbar fältförsök, som regnväder, tidspress, svårigheter att fixera borrar-maskinen, störande buller från arbetsplatsen osv, så var det ovanligt svårt att avgöra övergången mellan betong och berg vid borrarningen eftersom betongen var så mörk och hård. Man kunde dels inte känna övergången medan



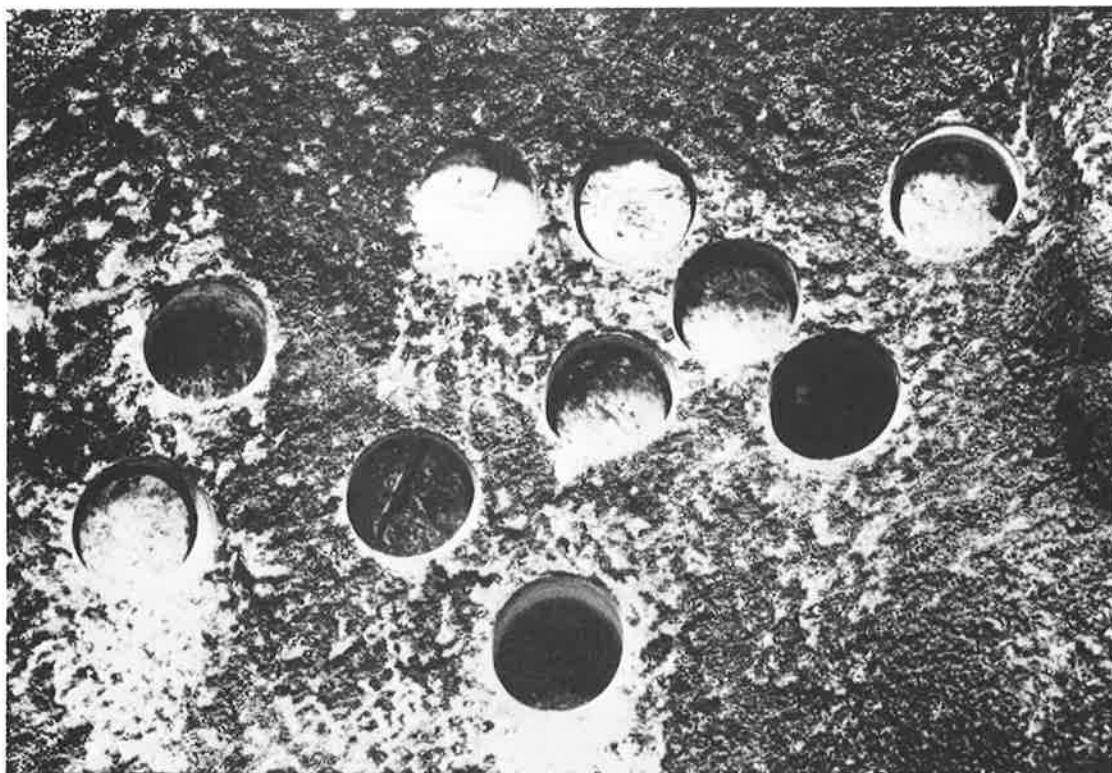
Figur 6

Friborrning av kärnor för provning av vidhäftning mot berg.

When testing the adhesion between shotcrete and rock in situ you must try to reach the situation referred to as no 2.

man borrade, och dels inte heller se någon förändring i borrhaxet. Det var inte heller lätt att i efterhand, genom att lysa i hålet, tydligt avgöra om man hade kommit in i berg eller inte, särskilt om brottet hade gått i betong och en bit av kärnan satt kvar. Den kvarsittande kärnan skall i sådana fall knäckas loss för att man skall kunna se ordentligt. Det var också som framgår av figur 7 mycket växlande tjocklek på betongen och därmed svårt att gissa av borrhingsresultatet från ett hål hur långt man skulle borra i nästa hål strax intill.

Mot bakgrund av de reodvisade svårigheterna skall jag här sammanfatta de väsentligaste resultaten av vidhäftningsprovningen. Det renskrivna "fältprotokollet" med vissa kommentarer redovisas som bilaga.



Figur 7

Provplats nr 3. På grund av den ojämna bergytan blev vissa kärnor så korta att de inte kunde provas, medan man i andra hål var oviss om huruvida man verkligen nått berg.

One of the test places. The undulating rock surface made it difficult to know how deep to drill to reach the optimum test condition illustrated in figure 6.

ANTAL PROV	TJOCK LEK MM	BROTT MPa (kp/cm ²)	ANMÄRKNING
8	10-20	—	TUNN SPRUTBETONG
8	10-40	—	SLÄPPT VID BORRNING
8	40	0.8 (8)	EV EJ BORRADE TILL BERG EJ TILL BERG
	90	1.3	
	70	0.8	
	70	0.9	
	30	0.9	
	30	1.3	
	10	1.8	
	60	1.9	

Tabell 1

Sammandrag av vidhäftningsprov

Adhesion tests in short.

Eight specimens could not be tested because of too short cores. Eight cores came loose when drilled.

Some of the eight really tested cores may not have reached the rock surface completely (cf case no 1 in figure 6)

I tabell 1 har proven från svallschaktet delats in i tre olika grupper.

I den första gruppen om åtta prov har sprutbetongen varit så tunn - bara en eller annan centimeter - att det inte gick att planslipa och fästa draganordningen. Denna grupp kan vi fortsättningsvis bortse ifrån.

I nästa grupp om åtta prov har kärnan i samtliga fall släppt i samband med borrarningen. Det kan ha berott på att maskinen har varit otillräckligt fixerad och därför knäckt loss kärnan i samband med borrarningen eller att det har varit bom eller dålig vidhäftning mot berget. Med anledning av det här resultatet lät vi göra en systematisk "bomkontroll" för varje meter längs en tjugometersträcka och resultatet blev mindre än 10% bom. Kvar står att några av dessa åtta prov kan representera låga vidhäftningsvärden.

I den tredje gruppen har vi sammanfört de åtta prov som verkligen har dragits. Resultaten ligger genomgå-

ende omkring eller över 1 MPa (10 kp/cm²). Tyvärr måste vi här notera att vi i flera fall inte med fullständig visshet kan säga att borrningen har nått in i berg (jfr figur 6, fall 1). Vi har med andra ord i en del fall eventuellt endast provat betongens egen drag- eller skikthållfasthet.

En allmän lärdom, som ingalunda kan påstås vara ny, men ändå tål att poängteras efter denna undersökning, är att man vid fältprovning under pågående byggnadsverksamhet, då man inte utan vidare kan återvända till provningsplatsen, måste vara beredd att ta ett relativt stort antal prover och att man mycket noga måste protokollföra varje detalj av provningsförfarandet. I fallet fri-borrning av sprutbetongkärnor för dragprovning är det av yttersta vikt att man (helst redan vid borrningen) verkligen kan konstatera huruvida man nått in i berg eller ej.

Trots våra i detta fall något ofullständiga resultat anser vi fortfarande att provning in situ är en användbar och värdefull metod. Den har i flera fall tillämpats med goda resultat och har vissa uppenbara fördelar jämfört med laborieprovning av lossknäckta kärnor. Bl a slipper man riskera skador på provet, som lätt uppstår i samband med den relativt hårdhänta lossknäckningen.

Man provar också betongen i dess naturliga miljö och riskerar inte uttorkning, som kan ha betydelsefull inverkan på resultaten.

ÖVRIG PROVNING AV BETONGEN

För att bestämma kvaliteten på själva betongen lät vi göra spräckdragprovning av kärnorna i laboratorium. Detta har givit oss ett ungefärligt mått på betongens kubhållfasthet. Spridningarna är små och vi kan konstatera att betongen ligger inom intervallet K 400-600, dvs mycket bra värden.

Betongen har också studerats i mikroskop med hjälp av tunnslipprov. Ballasten är max 2-3 mm mot numera vanligen 8-10 mm. Cementhalten är hög och betongen mindre homogen än i ett normalt nutida prov. I gränsen mot berg kan man ibland se ett tunt karbonatiserat skikt, vilket antyder påverkan av vatten.

SLUTINTRYCK

Trots att vi fått ett ganska litet, fullständigt invändningsfritt material från vidhäftningsprovningen, kan man ändå - utifrån hela uppföljningen - konstatera att man redan i början av trettio-talet kunde göra en sprut-

betong väl i klass med vad vi idag gör. Vi har också fått bekräftat att livslängden i ett fall som detta utan vidare kan räknas i många decennier.

Till sist åter ett citat ur en månadsrapport. I april månad 1932, då både schakt och tunnel var praktiskt taget färdigställda skriver ingenjör Gezelius:

"Tunneln är färdig så när som på breddning av några sektioner. Tunneln är sprutputsad överallt, där berget visat sig bestå av mindre god beskaffenhet. Sprutputsen visar sig få en synnerligen hård yta och anser jag det vara en mycket lyckad lösning att bättra upp trasigt eller mindre gott berg i en tunnelbyggnad."

REFERENSER

1. Bergman, Brännfors, Dahlin: Ras vid utvidgning av Höljebro gamla kraftverks avloppstunnel, Bergmekanikdag 1979, BeFo, Stockholm 1979.
2. Karlsson, Sören: Testmetoder för bedömning av vidhäftning mellan sprutbetong och berg, Högskolan i Luleå, 1976:55 T.
3. Hahn, Torbjörn: Sprutbetongs vidhäftning mot olika bergtyper, Bergmekanikdag 1978, BeFo, Stockholm 1978.

SUMMARY

The Höljebro hydro-electric power plant was built 1930-32. With the intention of reducing head losses, its tail race tunnel was widened in 1978 by excavating a bench at the bottom, see Fig 2.

When the tunnel was built in 1930, shotcrete was used for strengthening the rock. At the time this was a new technique in Sweden. As now the shotcrete has been exposed to running water for nearly fifty years it was interesting to examine its condition when the tunnel had been emptied for blasting.

A visual inspection and some adhesion and other strength tests showed that the old shotcrete was in a remarkably good condition and had withstood the long period under water without losing its intended strengthening function to seal fissures and lock keystones in the rock mass.

Prov nr	Brott MPa	Betong tjocklek m m	
SVALLSCHAKT			
<u>Provplats nr 1 (8 borrhningar)</u>			
1:1	0,9	30-40	Brott i lim och betongens ytskikt 3 st släppt vid borrhningen, delvis ljus beläggning (omvandlad betong?) 4 st för tunt betongskikt
<u>Provplats nr 2 (5 borrhningar)</u>			
2:1	1,8	0-10	40% i lim, 60% i betong
:2	0,8	30	Bergbrott (?) i vidhäftningszonen
:3	1,3	90	Vidhäftningsbrott (delvis vittrad betong). 2 st släppt vid borrhningen (delvis belagda ytor)
<u>Provplats nr 3 (10 borrhningar)</u>			
3:1	1,7	-	Limbrott, därefter lossknackad bergkärna (delvis limmad i berg?)
:2	0,8	70	Vidhäftning eller brott i betong
:3	0,9	60	30% vidhäftningsbrott, 70% i betong
:4	1,9 ¹⁾	40	Ej lossdragen. (Limmad i berg?)
:5	-	20-40	Ej redovisad? 3 st släppt vid borrhningen (delvis belagda ytor) 2 st för tunt betongskikt
<u>Provplats nr 4 (4 borrhningar varav en kasserad)</u>			
4:1	1,9 ¹⁾	50	Ej lossdragen, lossknackad, trol.ej borrarad i berg
:2	1,2	-	Limbrott, kasserad
:3	1,3	20	Betongbrott
TUNNEL			
<u>Provplats vid sektion 540 (4 borrhningar)</u>			
T:1	1,9 ¹⁾	10-20	Ej lossdragen
:2	1,5	50	Vidhäftningsbrott (?)
:3	1,4	10-20	Betongbrott
			Inget av dessa prov kan med fullständig visshet sägas vara borrade i berg
1 st för tunt betongskikt			

1) Maximal tillgänglig dragkraft utnyttjad

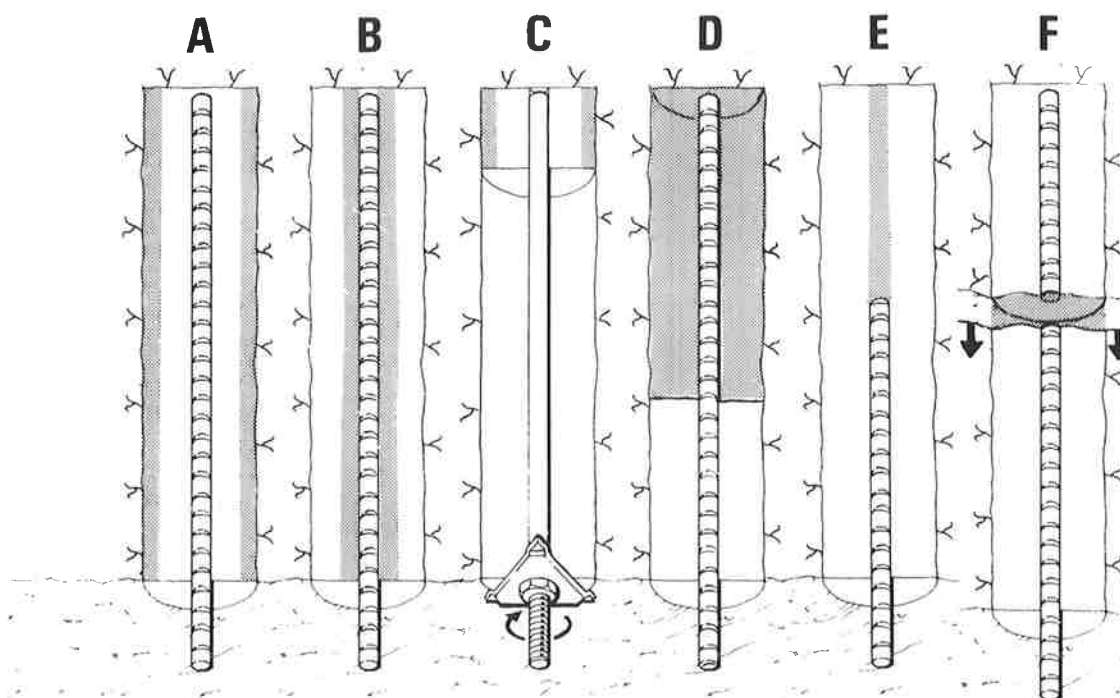
Protokoll över vidhäftningsprovning av
gammal sprutbetong vid Höljebro.

ICKE FÖRSTÖRANDE KONTROLL AV BERGBULTAR IN SITU

Non-destructive test method
for rock bolts.

Docent Heinz F. Thurner, Geodynamik AB
Stockholm

I anslutning till ett föredrag om mikroseismik vid Bergmekanikdagen 1977 undrade Norbert Krauland (Boliden Metall AB) om man inte med någon form av seismisk mätteknik kunde bedöma eller kontrollera bergbultar in situ. Vid ett närmare studium av problemet framkom att bultförstärkning visserligen utförs i en överraskande stor utsträckning men att man i praktiken helt saknar en metod och/eller utrustning för kontroll av bergbultar in situ. I Sverige sätter man ca en halv milj. bultar per år, i Norge ungefär det dubbla, i Kanada ett tio-tal milj. och i USA hundratal milj. bultar varje år. Trots detta så händer det fortfarande olyckor i bergbult-förstärkta gruvor och tunnlar, i enstaka fall har bultar för hand kunnat dras ur sin infästning eller t o m fallit ur borrhålet. Man kan därför fråga sig om man idag bultar på felaktigt sätt, om man sätter för få bultar eller om man eventuellt - för att vara på den säkra sidan - sätter för många bultar. Under förutsättning att man kan garantera - d v s kontrollera - bultarnas funktion borde man kunna reducera antalet erforderliga bultar och samtidigt bibehålla eller t o m öka säkerheten i de förstärkta områdena.

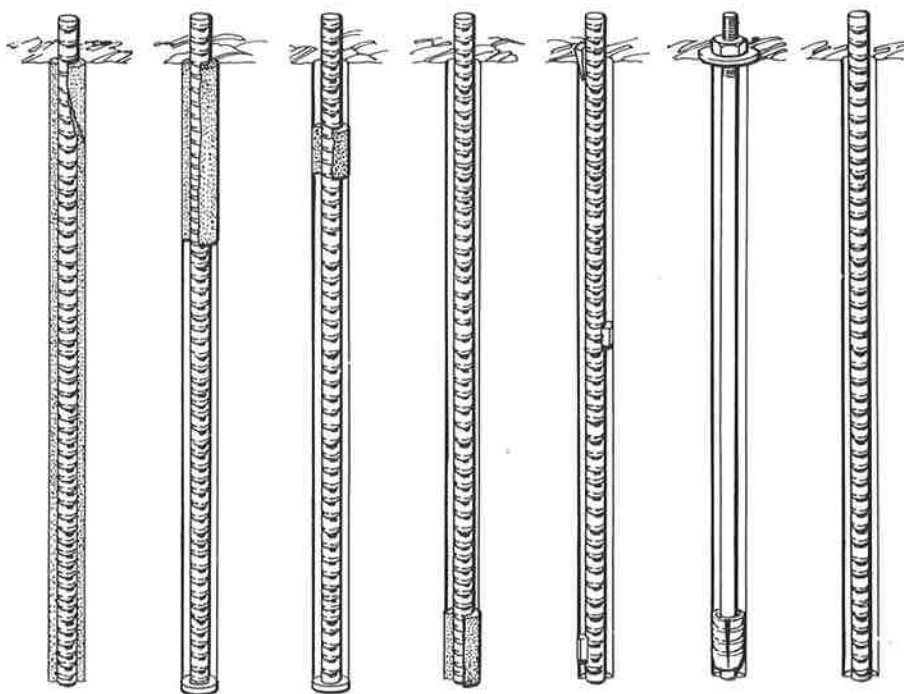


Figur 1. Exempel på bristfälligt satta bergbultar
Examples of malfunctions

Efter en litteraturgenomgång och diskussioner med olika specialister utkristalliserade sig vissa huvudproblem enligt Figur 1. Figur 1A visar fallet med dålig kontakt mellan berget och ingjutningen. I Figur 1B är kontakten mellan bult och ingjutning bristfällig. Figur 1C visar ett specialfall där en fribult har dålig kontakt mellan expandern eller botteningjutningen och berget. I Figur 1D är bulten ingjuten utmed endast en del av borrhålet och i Figur 1E är bulten för kort. Slutligen visar Figur 1G en bult som har gått av antingen på grund av förskjutningar i det omgivande berget eller på grund av angrepp från aggressiva vatten i en spricka.

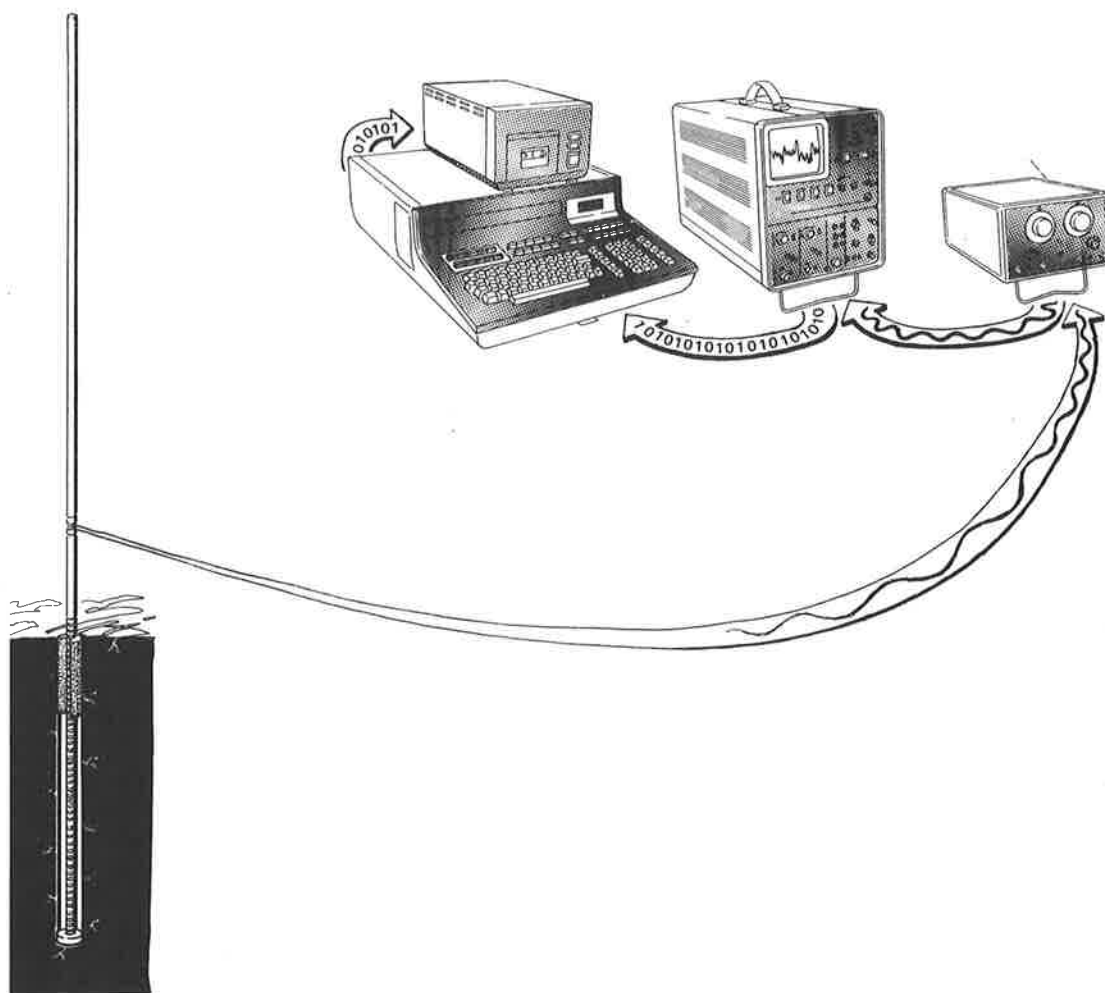
Projektet finansierades i början genom ett anslag från Arbetskyddsstyrelsen. Anslagsmedlen utnyttjades för att utveckla en exciterings- och mätanordning för laboratoriebruk. Med hjälp av denna anordning testades olika cylindriska stålstänger respektive armeringsjärn. Laboratorieförsöken visade mycket lovande resultat som lade grunden till ett projekt finansierat från Arbetskyddsfonden som syftade till utveckling av en prototyp till en kontrollutrustning för bergbultar in situ.

De första försöken i naturlig skala utfördes med tillstånd från Stockholms Energiverk i en tunnel vid Ugglevikskällan i Stockholm. För ändamålet borrades ett antal vertikala hål i tunnelgolvet där 1.40 meter långa armeringsjärn gjöts in på fyra olika sätt (Figur 2). En av bultarna var försedd med 3 stålklackar som skulle simulera en punktformig inspänning av bulten i borrhålets botten. En referensbult ställdes fritt i borrhålet.



Figur 2. Testbultar i Uggleviks-tunneln
Test-bolts.

Vid försöksmätningarna (Figur 3) monterades en speciellt tillverkad exciterings- och mätutrustning på bultens utstickande ände. Under mätningen exciterades elastiska vågor i bulten och reflexen från bergbultens innerände registrerades. För att kunna särskilja reflexerna från bultens inre ände var exciterings- och mätanordningen försedd med en ca 2.5 meter lång rekylstång. Rekylstångens längd avpassades så att reflexerna från bultändan passerade mätanordningen innan reflexen från rekylstångens bortre ände nådde mätanordningen.



Figur 3. Försöksutrustning
Test equipment

En analys av de erhållna mätsignalerna gav åter mycket uppmuntrande resultat och ve beslöt att testa förfarandet i större skala. Atlas Copco ställde för ändamålet en tunnelvägg och delar av tunneltaket i provgruvan i Nacka till vårt förfogande. Atlas Copco svarade även för uppbörkning av ett hundratal borrhål som sedan inmättes mycket noggrannt vad gäller respektive borrhålets läge, längd och riktning. En borrhålskikning utfördes för att kunna dokumentera eventuella större diskontinuiteter utmed borrhålen som eventuellt kunde inverka på våra mätsignaler. Typ av testbultar, deras antal, längd och övriga de-

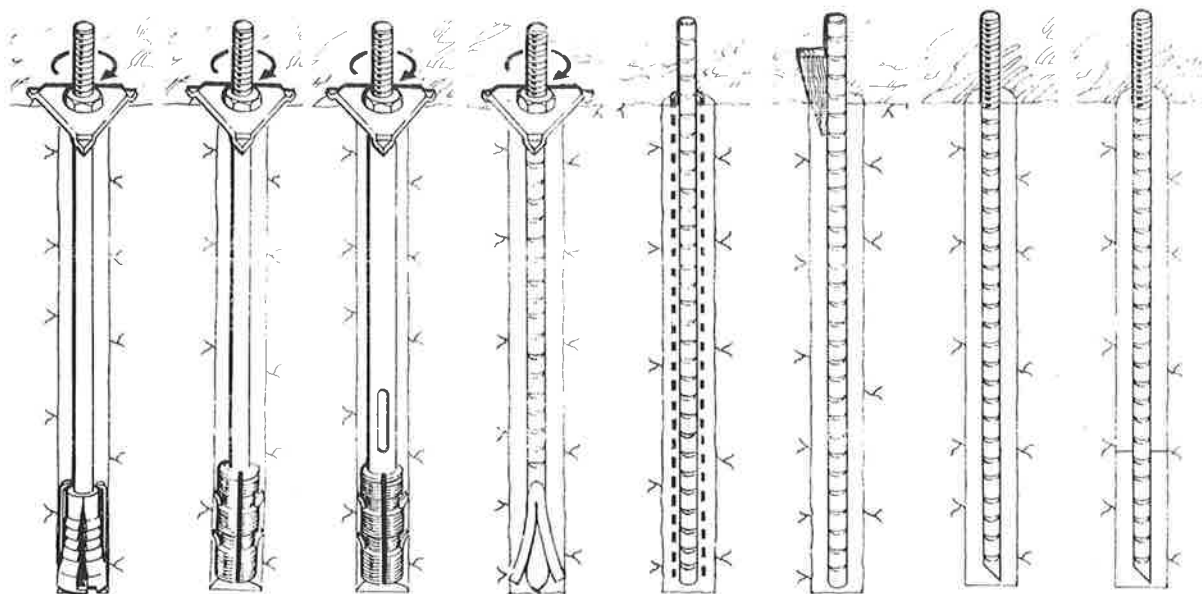
Antal	Bulttyp	Bultma- terial	Diameter (mm)	Längd (mm)	Detalj	Infästning	Infäst- ningsma- terial
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	Bult insmord	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	Borrhål insmord	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	1500	-	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	Bulten till hälften avsågad	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	Bultens inner- ände snedkapad	Helingjuten	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	20 cm in- gjutning	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	40 cm in- gjutning	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	60 cm in- gjutning	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	80 cm in- gjutning	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	Två st 50 cm ingjut- ningar	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	2250	-	50 cm bot- teningjut- ningar	Betong
3	Modellbult	Kamstål	25	5000	-	Helingjuten	Betong
3	Fribult	Slät, stål	19	2250	-	Stålexpander	-
3	Fribult	Slät, stål	16	2250	-	Plastex- pander	-
3	Fribult	Stålrör	30/20	2250	-	Plastex- pander	-
3		Kamstål	20	2250	Innerände sned- kapad	Helingjuten	Polyester
3		Kamstål	20	2250	Innerände sned- kapad	60 cm bot- teningjut- ning	Polyester
6	Perfobult	Kamstål	20	2350	Bruket lagt i perforerat rör	Helingjuten	Betong
6	SN-bult	Kamstål	25	2000	-	Helingjuten	Betong
6	Kirunabult	Kamstål	20	2300	-	Helingjuten kilexpander	Betong

Figur 4. Testbultar i Atlas Copco-gruva
Testbolts

taljer framgår av Figur 4.

En del av dessa testbultar - låt oss kalla dem för "modellbultar" - satte vi själva under mer eller mindre akademiska förhållanden. Bultarna bestod av armeringsjärn med en diameter av 25 mm och längder mellan 1.5 och 5 meter. Avsikten med modellbultarna var att gjuta in dem under olika förhållanden. Dels varierade

ingjutningslängden från 20 cm till maximalt 5 meter, dels försökte vi efterlikna dålig kontakt mellan ingjutningen och berg respektive bergbult genom att infetta borrhål eller bergbult. Några bultar var försedda med brottanvisningar, d v s bulten hade ett sågspår till halva diameters djup. Slutligen hade ett antal bultar försetts med sned innerände istället för den normala, raka kapningen tvärs bultaxeln. Den resterande delen av testbultarna - låt oss kalla dem för "fältmässiga bultar" - sattes genomgående av tillverkarna under så realistiska förhållanden som möjligt (se Figur 5).



Figur 5. Fältmässiga bultar
Standard rock anchors

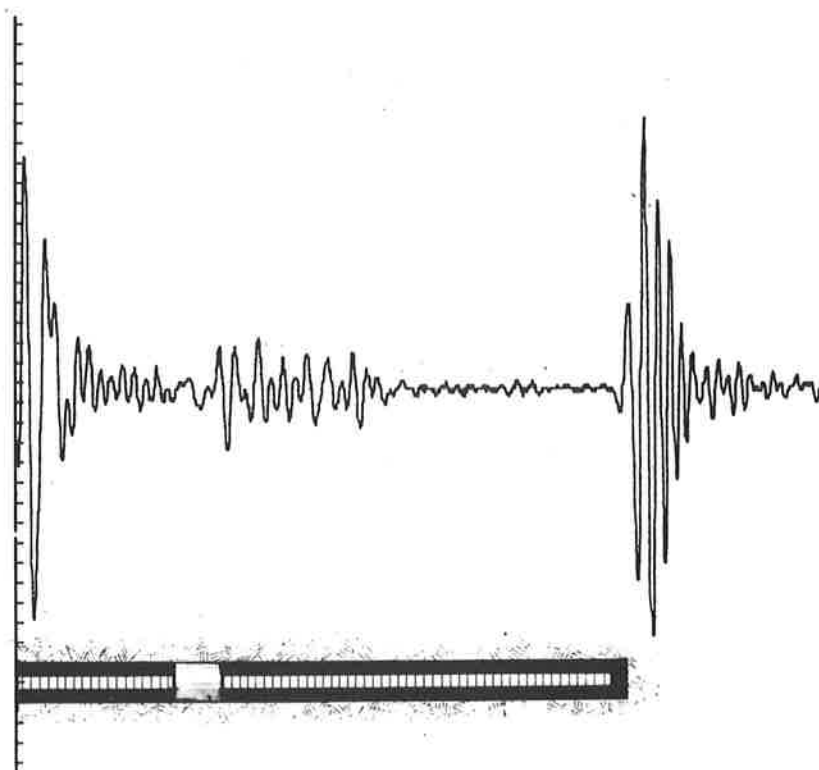
Figuren föreställer följande bulttyper:

- fribult med stålexpander
- fribult med plastexpander
- rörbult med plastexpander
- Kiruna-bulten
- Perfo-bulten
- Vattenfalls modifierade SN-bult
- en helt polyester-ingjuten bult
- en i den inre tredjedelen med polyester ingjuten bult.

Ytterändan hos samtliga bultar - både modell- och fältmässiga bultar - plansvarvades före sättningen respektive kapades efter sättningen normalt till bultens längsaxel för att garantera en optimal kontakt mellan exciterings- och mätutrustning och bulten. Kapningen på plats skedde med en specialutvecklad kapanordning.

Vid kontrollmätning av bultarna användes en väsentligt förenklad exciterings- och mätutrustning som helt saknar rekylstång. Vid kontrollen exciterades elastiska vågor i bulten vars reflexer från bultens inre ändyta och/eller från eventuella diskontinuiteter utmed

bulten registrerades i digital form på bandkassetter. Förloppet för en sådan signal framgår av Figur 6 där även den kontrollerade bultens ingjutningsförhållanden har angivits. Signalen visar i början av tidsförloppet - till vänster i figuren - den avtagande exciteringspulsen och därefter reflexer från de båda diskontinuiteter d v s ingjutningen och bultens ändyta. Är gånghastigheten för dessa elastiska vågor känd så kan man ur gångtiden för de olika reflexerna beräkna avståndet mellan exciteringspunkten - bultens yttre ände - och respektive reflexyta. Totalt har ungefär 2.500 sådana signaler lagrats i digital form.



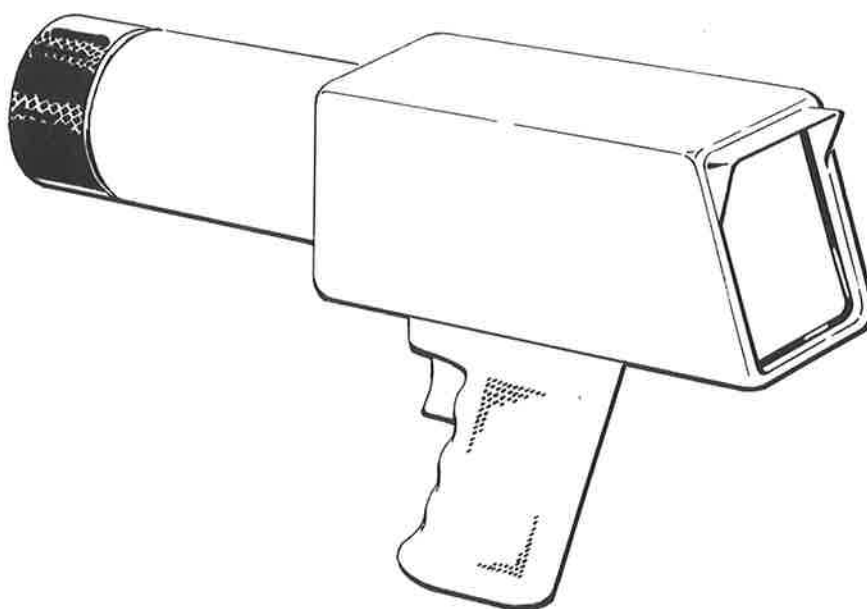
Figur 6. Exempel på registrerat mätförlopp
Typical time history of recorded
detecting signal.

I slutet av försöksserien kommer flertalet av bultarna att kontrolleras på konventionellt sätt. Förspända bultar efterdras med momentnyckel och bultar med kort ingjutningslängd kontrolleras med hjälp av hydraulisk domkraft. Skulle utvärderingen av mätsignalerna visa svårtydbara eller oförklarliga tendenser för vissa bultar så finns - åtminstone teoretiskt - möjlighet att urborra bultarna för att kunna jämföra facit med

mätresultaten.

Det primära målet för ett kontrollinstrument var att kunna kontrollera bergbultar med en fullgod ingjutning utmed mer än 25 cm. Dagens kontrollmetoder - d v s provdragning av bultar med hjälp av domkraft - har sin begränsning vid ca 25 cm, eftersom en längre ingjuten bult dras av utanför bergytan. En första utvärdering av mätsignaler från testbultarna i Atlas Copco-gruvan visar entydigt att 25-cm gränsen har passerats med god marginal. För ett stort antal utvärderade signaler från 2.25 meter långa bultar med 2 meter fullgod ingjutning har entydiga reflexer från bultens innerände registrerats. En kort test av prototypen på två av Atlas Copco tidigare satta bultar - vars ingjutningsförhållanden varit okända för oss - angav bultens längd till 3 meter, vilket bekräftas av Atlas Copco.

Syftet med projektet är att utveckla en enkel och lätthanterlig utrustning som man direkt kan applicera mot bergbulten, utformningen kan förslagsvis vara som på Figur 7.



Figur 7. "Kontrollpistol"
Detecting device.

"Kontrollpistolen" kommer att vara förbunden med en huvudenhet som kan förflyttas på tunnelgolvet. Huvudenheten innehåller strömförsörjningen, mikrodatorn och någon form av lagringsmedium, där kontrollresultatet kan sparas för senare dokumentation. "Kontrollpistolen" trycks direkt mot bultens utstickande ände och genom att utlösa avtryckaren exciteras elastiska vågor i bulten och reflexerna registreras och utvärderas med hjälp av huvudenhetens mikrodator. Resultaten från utvärderingen utvisas i klartext på en display på baksidan av pistolen.

Det är vår förhoppning att instrumentet inte bara utgör en kontrollutrustning för bergbultar utan att den dessutom möjliggör en objektiv jämförelse mellan olika bultningstekniker respektive bulttyper. Genom att kontrollera ett tillräckligt stort antal bultar bör man med tiden erhålla erfarenhet hur bultningen kan utföras på ett optimalt sätt för att reducera antalet erforderliga bultar, minska kostnaderna för dessa förstärkningsåtgärder och samtidigt öka tillförlitligheten.

SUMMARY

A research program has been carried out to develop a non-destructive test method for rock bolts. Nearly a hundred bolts - cement and resin grouted bars, tensioned bolts and standard rock anchors have been installed in a test mine outside Stockholm. The testbolts have been checked with a prototype device. Over 2500 detecting signals have been stored on digital tape cassettes. The evaluation of the test results is still going on. The material proves for at least some types of bolts that it will be possible to indicate the length of a bolt that is grouted along a distance of approximately 3 meters.

GLASFIBERBULT VID SPRÄNGNINGSFRONT - EFFEKT AV DYNAMISKA PÅKÄNNINGAR

Fiberglass bolts close to blasting - damage measurements

Forskn ing Bengt Ludvig, LuH/ Bergmekanik, Luleå

För att klarlägga om bergbultar av glasfiber tål de dynamiska belastningarna vid upprepade sprängningar har vi tillsammans med Regionkontoret på LKAB, testat glasfiberbultar i Kiirunavaaragruvan.

Brytningen av järnmalmen i Kiirunavaaragruvan sker med skivrasbrytning. Vid tillredningen av malmen drivs orter från liggväggen genom malmen till hängväggen. I dessa orter sker sedan rasborrningen, sprängningen och utlastningen av malmen. Orterna förstärks med stål-bultar och sprutbetong om rasrisk finns. Årligen monterar LKAB 30-40 000 bultar vid drivning av orter i malmen.

Vid utlastningen följer stål-bultarna med ner i krossen. Eftersom bultarna inte förstörs utan endast deformeras kan de vålla problem i krossarna. I nästa steg av malmproduktionen, då den krossade malmen transporteras på rembanor av gummi, kan bultarna orsaka stora driftstörningar. Det inträffar att en ända av bulten fastnar och den andra ändan kan då skära upp rembanan. Detta medför kostnader för byta av rembanor och kostnader för produktionsbortfallet.

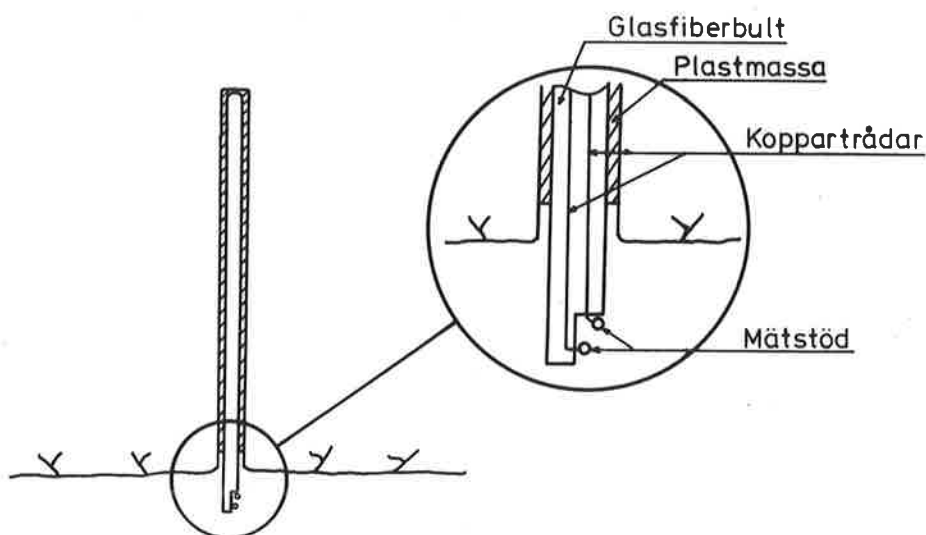


Fig 1 Glasfiberbult med två tunna ingjutna koppartrådar
Fiberglass bolt with two thin copper wires

Glasfiberbultarna har den egenskapen att de förstörs helt vid nedskjutningen av malmen. Vid våra försök återfanns inte en enda hel glasfiberbult vid utlastningen av malmen. Målet med försöken var att mäta hur nära bultarna man kan spränga utan att de förstörs, och om de förstörs vid upprepade sprängningar i närheten. Vi ville alltså ha svar på frågan: Kan man lita på glasfiberbultar?

För att kunna kontrollera bultarnas funktion gjöt vi in två tunna koppartråder i bultarna, se Fig 1. I ena änden löddes trådarna ihop och i andra änden sattes två lödstöd. Genom att mäta mellan lödstöden kunde vi upptäcka när kretsen bröts och bulten alltså gått av. Bultarna tillverkades av ASEA Isolation i Piteå.

Montering av bultarna

Bultarna monterades i tvärort nr 274 på 454 m nivå. Bultarna placerades parvis med två meters mellanrum längs orten från brytningsfronten och ut mot tvärorten, se Fig 2. Bultarna sattes mellan kransarna med rosborrningshål, se Fig 2. Bultarna är 2.25 m, vilket är samma längd som på stål-bultarna man normalt förstärker med.

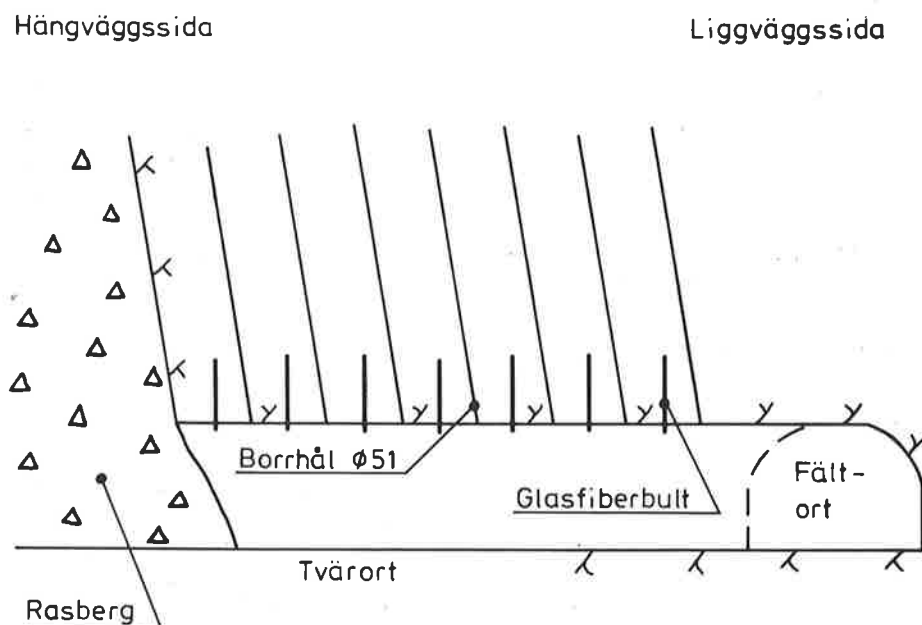
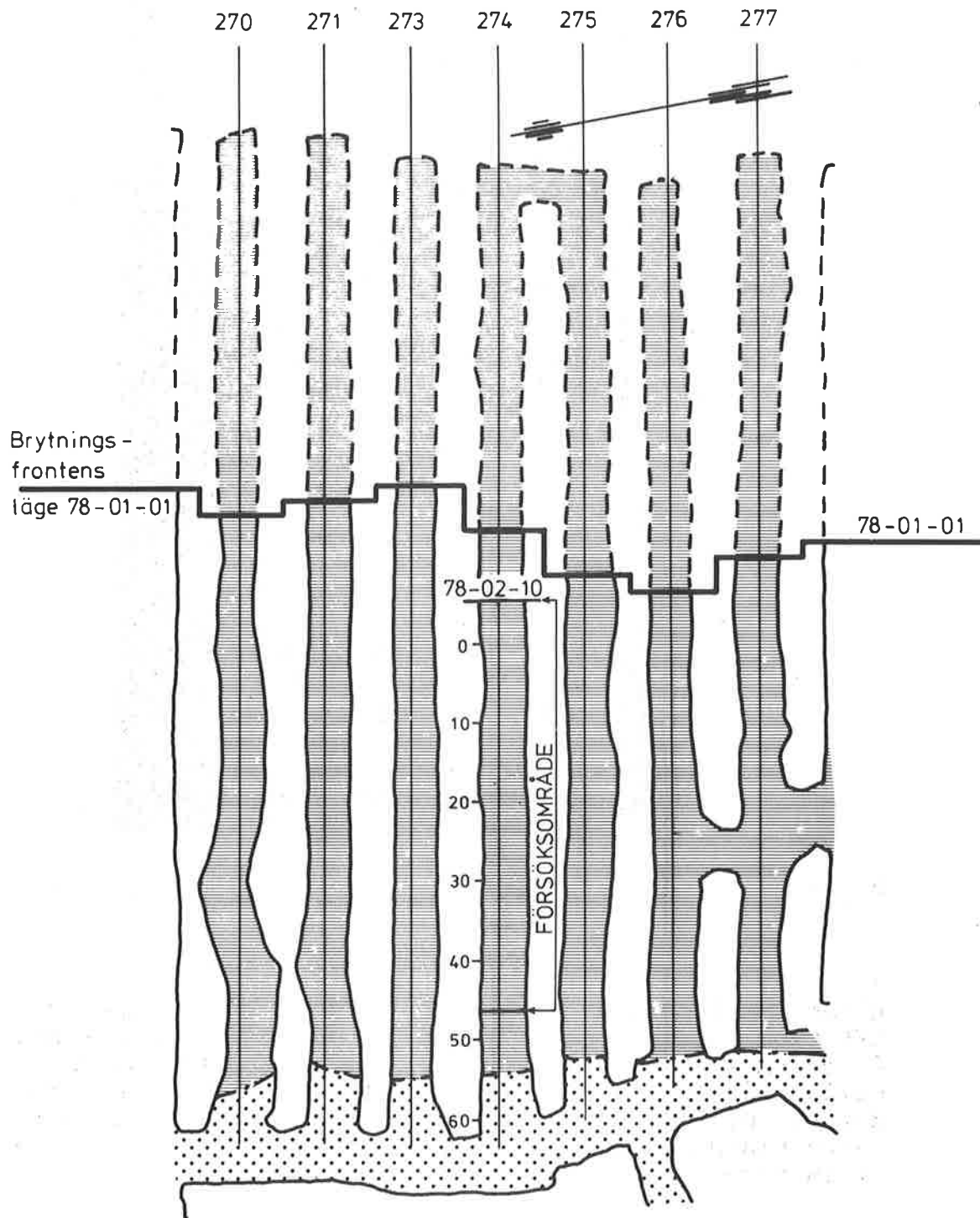


Fig 2 Glasfiberbultarnas placering längs tvärorten

The cross cut with the fiberglass bolts and the holes for the blasting

Vid monteringen användes en luftdriven rotationsborrmaskin, typ Atlas Copco, Rab 7, som monterade på ett luftdrivet materben, se Fig 4.



Beteckningar:



Magnetit



Syenitporfyr

78-02-10 Brytningsfrontens läge

Fig 3

Planskiss över försöksområdet i ort 274
på 454 m avv i Kiirunavaaragruvan

Plan over the test area in the Kiirunavaara mine



Fig 4 Montering av glasfiberbult med rotations-
borrmaskin

Installation of the fiberglass bolts

Hålen som bultarna monterades i var 35 mm i diameter. Eftersom bultarna endast hade diametern 20 mm gick det åt onormalt mycket plastmassa. Den stora skillnaden mellan hålets och bultens diameter medförde också att det var mycket svårt att åstadkomma en tillfredsställande blandning mellan plast och härdare vid rotationen av bultarna in i hålen.

Plastpatroner av fabrikat Celtite användes vid monteringen. Patronernas diameter var 30 mm. Härdaren låg i ett glaströr inne i plastmassan. Vid monteringen krossas glaströret och härdare och plastmassa blandas.

Geologisk kartering

För att kunna korrelera mätresultaten med variationer i bergmassans egenskaper inom försöksområdet utfördes en geologisk-tektonisk kartering.

Vid karteringen har bergarter, sprickor, krosszoner och sprickfyllnader beaktats. Krosszonerna har indelats efter graden av uppsprickning (sprickavstånd) och om

berget inom krosszonen är sönderkrossat av en eller flera sprickgrupper. Krosszonerna benämns K1 - K5, där K1 har den lägsta graden av sönderkrossning och K5 har den högsta graden av sönderkrossning.

Överbeteckningar används för att markera sprickfyllnader. Sprickornas stupning har mätts med inklinometer och strykningen har uppskattats i förhållande till ortväggen.

Den bultförstärkta delen av orten består av magnetit. Magnetiten är svagt förskiffrad längs plan som stryker tvärs orten och som stupar 50° mot hängväggen. De domineranta sprickorna stryker parallellt orten och stupar mot söder (höger i orten). Utfall längs dessa sprickor gjorde att orten hade en assymetrisk form.

Inom flera avsnitt längs orten var malmen kraftigt uppsprucken av korsande sprickgrupper. Graden av uppsprickning varierade mellan K3 och K4 inom dessa avsnitt.

Borrhålskartering

Borrhålskartering med borrhålskikare gjordes i tre rasborrhål. Sprickfrekvensen mättes inom varje halvmetersintervall och avsnitt med helt söndersprucket berg inmättes också, se Fig 5.

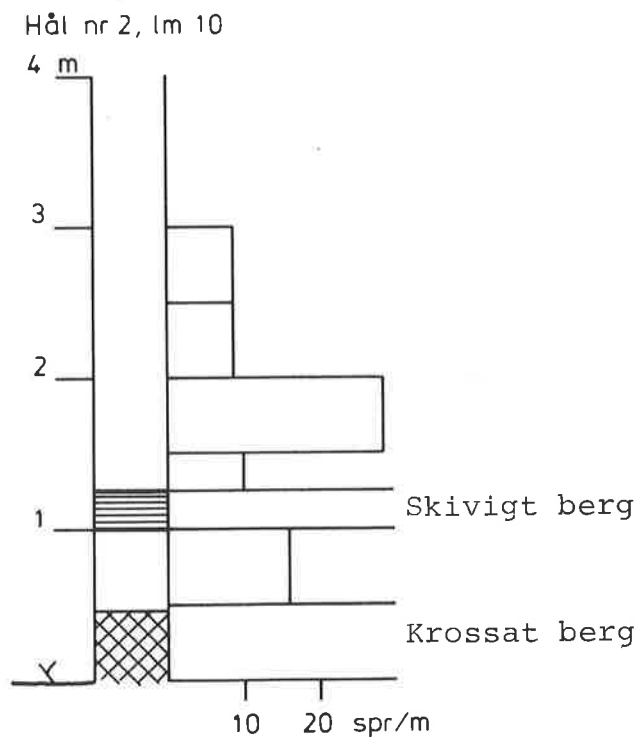


Fig 5 Borrhålskartering i rasborrhål
Mapping of blasting holes

Sprickfrekvensen varierade mellan 10-20 sprickor per meter. I det hål som visas i Fig 5 var berget kraftigt

söndersprucket vid ytan. Detta är troligen sprängskador.

Vibrationer vid sprängning

I detta projekt fanns inte utrymme för att göra vibrationsmätningar. För att få en uppfattning om vibrationernas storlek inom mätområdet har vi studerat den undersökning SveDeFo utfört i LKAB:s gruva i Malmberget [2]. I denna undersökning uppmättes accelerationen vid sprängning av salvor i tvärorter vid skivrasbrytning. Både de geologiska och de geometriska förhållandena är mycket lika de som varit där bultförsöken i Kirunagruvan utfördes.

I SveDeFo:s undersökning mättes accelerationen i tre riktningar längst upp i 3 m djupa borrhål som satt i tvärorternas tak. Generellt kan sägas att den vertikalt riktade våghastigheten är minst. De yttersta sprängningshålen (närmast pelaren) gav upphov till de högsta vibrationerna. Detta beror troligen på att berget här är hårt inspänt.

Mätpunkterna satt på cirka 1.70 och 3.3 m avstånd från salvan mitt i orten. Den longitudinella våghastigheten på 1.7 m avstånd var cirka 2.4 m/s och 0.65 m/s på 3.3 m avstånd. Tidigare undersökningar i slirig gnejs har visat att sprängskadorna upphör vid cirka 0.8 m/s. Enligt SveDeFo:s bedömning torde dock magnetitmalmerna er- hålla skador vid betydligt lägre svängningshastigheter.

Om vi antar att skadezonen upphör när svängningshastigheten är lägre än 0.8 m/s fås en skadezon som är cirka 2.8 m kring sprängplatsen. Antar vi däremot att skadezonen upphör när svängningshastigheten är lägre än 0.6 m/s fås en skadezon som är cirka 3.5 m.

Första bultparet satt på 1 m avstånd och andra bultraden satt på cirka 3 m avstånd från de rasborrningshål där sprängningen skedde. Detta innebär alltså att de två främsta bultraderna sitter i det berg som ofta är skadat på grund av sprängningen.

Resultat

Efter monteringen av alla bultarna gjordes en funktionskontroll. Kontrollen visade då att alla bultarna var hela. Vid kontrollen fanns två kransar med rasborrhål kvar mellan främsta bultparet och rasberget.

Under de följande tre månaderna efter monteringen kontrollerades bultarna efter varje rassprängning. Sammanlagt 16 funktionskontroller utfördes. Mätningarna visade att bultarna inte skadades av de dynamiska laster de utsattes för i samband med sprängningen. Om bultarna samtidigt tog upp statisk last från lösa bergpartier i taket, kan vi inte säga efter dessa försök.

Viss osäkerhet i mätvärdena finns eftersom man inte kom åt bultraden närmast rasberget. Några bultar längre ut i orten var skadade, vilket förhindrade mätning på dessa. Fyra stycken bultar hade gått sönder i andra raden, en bult i sjunde raden och en bult gick sönder i femte raden. Skadorna antas bero på att lastmaskinernas skopa, eller lossprängda bergbitar, träffat bultarnas ändar.

Enligt personalen i gruvan har man inte observerat några hela bitar från glasfiberbultarna i rasmassorna under lastnings- och laddningsarbetena.

Vid ingjutningen fyllde ingjutningsmassan ut hålen ner till cirka 20 m från hålmynningen. Efter sprängningarna har vi observerat att mindre bergpartier har fallit ner från taket. Kring en del bultar hade så mycket fallit ned att en bit av ingjutningsmassan syntes.

Eftersom funktionskontrollmätningarna visade att bultarna genomgående klarade påfrestningarna vid sprängningen är det inte i detta fall meningsfullt att försöka korrelera resultatet med bergkvalitén i orten.

Bergmekaniskt lämpar sig glasfiberbultar väl för förstärkning av orter i malm. Ur arbetsmiljösynpunkt bör dock kompletterande undersökningar göras.

Referenser

- [1] Dunham, R.K., 1974: Field testing of resin anchored rock bolts. Rock Mechanics Research Laboratory, University of New Castle upon Tyne, 1974
- [2] Holmberg, R., 1978: Mätningar av svängningshastigheter i närområdet till grov- och klenhålskransar vid skivrasbrytning i Malmberget. SveDeFo, Stockholm 1978
- [3] Ludvig, B., Nilsson, B., Rustan, A., 1977: Instrumenterad bergbult - Mätsystem för studium av ingjutna bergbultars funktionssätt. TULEA 1977:05
- [4] Nordström, K., 1976: Bergbultning med plastbultar. Högskolan i Luleå, 1976:031E

Summary

To estimate if resin grouted fiberglass bolts are damaged by the dynamic loads when rock is blasted in the facinity, we have done, together with LKAB in Kiruna, tests in the Kiirunavaara mine.

The ore in the mine, which is excavated by sublevel caving, is pierced with cross cuts from the footwall to the hanging wall. The cross cuts are reinforced with steel roof bolts. Unfortunately each bolt is damaged when the ore is blasted giving problems in crushers and on beltconveyers. The resin grouted fiberglass bolt is destroyed when the surrounding rock is blasted. This is clearly a big advantage in comparison with steel bolts.

To be able to test the fiberglass bolts after blasting, thin copper wires were pre-placed in the centre of each bolt. In the top end of the bolt an electrical connection to check resistivity was made.

42 fiberglass bolts were placed in the roof of the cross cut, in pairs at a given section. The distance between each section was 2 m. The resistivity of all bolt wires was tested after each blast of the ore, totally 16 times.

We did not reach the two bolts closest to the blastholes, so the first bolts checked were at 3 m distance from the blastholes.

All bolts were intact after blasting down the ore. Some of them were damaged mechanically outside the rock, probably by flying stones at blasting. A geological mapping of the cross cut and joint measuring in holes was also done in the investigation.

The testresults show that resin grouted fiberglass bolts can be a better way of reinforcing the cross cuts in sub-levelmining.

DISKUSSION

Byråingenjör Eddy Ismael, Gatukontoret, Göteborg

Jag skulle vilja ställa en fråga till Tomas Franzén. Det gäller sprutbetongproverna. Din första bild visade, om jag inte har uppfattat den fel, att proverna har tagits från sprutbetong som applicerats på friska och hela berg- eller bergblockytor, där vidhäftningen mellan betongen och berget varit god, och provningsförsöken har som nämnts visat gott resultat. Men i berget eller mellan olika bergblock finns emellertid sprickor av varierande omfattning och storlek, både små och stora. Särskilt i de stora sprickorna kan grundvatten strömma fram, sprickorna kan vara fyllda med vittat bergmaterial, grus eller lera och ibland även med mindre stenar. Vidhäftningen mellan sprutbetong och en sådan dålig bergdel torde inte vara god.

Jag undrar därför om resultaten hade blivit lika bra om proverna hade tagits vid sådana sprickor eller andra dåliga bergytor, där risk för dålig vidhäftning av sprutbetongen har förelegat?

Civilingenjör Tomas Franzén, BeFo

Undersökningsmaterialet är litet och någon möjlighet att få en representativ fördelning av proven över det aktuella partiet finns inte. Vi har varken strävat efter att kontrollera de bästa eller sämsta förhållandena, det är snarast fråga om en stickprovsundersökning. Säkert skulle vi fått sämre resultat om vi särskilt valt att prova sprickzoner.

Fil dr Tor Hagerman, Hagconsult AB

Beträffande vidhäftningsförsöken vill jag säga att det bör gå mycket bra att spola ur borrhålet och sedan fortsätta ett ögonblick med borrningen och ta det slam som kommer ut och se om det är berg. Man ser i mikroskopet med en gång om det finns cementklinker eller om det är berg man har att göra med.

Civilingenjör Tomas Franzén

En fråga till Bengt Ludvig. Min spontana reaktion när jag ser att man använt koppartrådar, det är, hur är materialegenskaperna hos koppar jämfört med själva glasfiberbulten? Koppar är ett "mjukt" material. Kan man vara säker på att den går av bara för att glasfiberbulten har spräckts?

Man borde ha använt ett ledande material som var sprödare än glasfiber.

Forskningsingenjör Bengt Ludvig, Högskolan i Luleå

Eftersom koppartråden är ingjuten efter hela sin längd i den plastmassa som binder ihop glasfibertrådarna, så krävs en mycket liten rörelse i själva glasfiberbulten vid ett brott för att koppartråden skall gå av, eftersom det blir så liten töjningslängd på den.

Jag har gjort laboratorieförsök där jag har gjutit in koppartrådar i epoxy och dragit av dem. Vid simuleringen av en spricka i epoxyn var det svårt att skapa det lilla avstånd som motsvarar sprickvidden. Resultaten är därför osäkra.

Tillägg:

Efter Bergmekanikdagen har glasfiberbultar skjuvats av i BeFos skjuvbox på högskolan i Luleå. Vid två försök gick trådarna av samtidigt med bultarna, och vid ett försök skjuvades blocken 0,6 mm efter det att bulten gått av men innan trådarna gick av.

Bergsingenjör Norbert Krauland, Boliden Metall AB

Vi har hört här om bergförstärkning, som man utför i syfte att förbättra stabiliteten hos berggrunden. Stabilitet kan uttryckas som förhållandet mellan bärförmåga och belastning. Istället för att öka bärförmågan, t ex genom bergbultning, kan man minska belastningen på de mest kritiskt belastade partierna. Detta kan ske t ex genom s k avlastningssprängning.

Vi har inom BOLIDEN arbetat med utveckling av denna metod under drygt ett år. Under denna vinter har vi testat metoden vid ortdrivning i en ramp för Guttusjöfyndigheten i närheten av Idre. Försöken är baserade på resultaten av ett forskningsprojekt som bedrivs gemensamt av SveDeFo och Boliden Metall AB med stöd av BeFo och syftar till utveckling av avlastningssprängning som stabilitetsbefrämjande åtgärd.

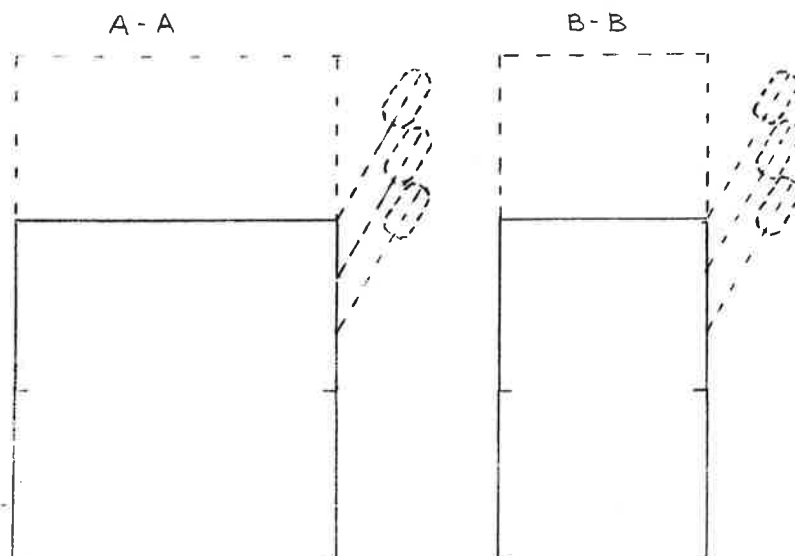
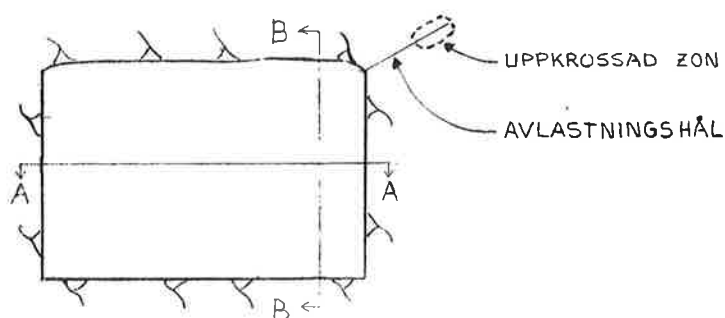
Rampen drivs i en spröd kvartsitisk sandsten med hög hållfasthet (ca 500 MPa) enligt mätningar utförda av högskolan i Luleå. Problem har där uppstått inom vissa avsnitt p g a höga horisontella spänningar. Problemen yttrar sig i form av smällberg och kontinuerligt pågående söndertryckning av taket i sådan omfattning att, omedelbart efter skrotning, stenfall kan förekomma.

Bultningsinsatsen ökade från 6 - 7 bult per salva till 18 bult/salva utan att detta förbättrade situationen väsentligt.

Avlastningssprängning testades i denna situation som en alternativ åtgärd. Tre borrhål ($\varnothing$ 50 mm, L = 3,6 m) borrades per salva. Avlastningshålen placerades i höjd med taket vid sidan om orten enligt figur. Borrhålen är framåtriktade så att de avlastar det tak som friläggs i samband med nästa salva. Borrhålen laddades 1,3 m med 3,1 kg Dynamex därav 2 patroner Primex per hål och tändes samtidigt med öppningshålen för salvan.

Genom avlastningsskjutningen försvann tryckbesvärerna så att normal salvskrotning och normal bultning med ca 6 - 7 bult/salva är fullt tillräckligt. Drivningstakten ökade från 5 till 8 salvor per vecka.

AVLASTNINGS SKJUTNING GLITTUSJÖ



DAGS ATT TA ITU MED SEDIMENTÄRT BERG

Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB, Stockholm

När man i dag ett och ett halvt år efter ROCKSTORE 77 ^{x)} ute i världen berömmar och beundrar svensk bergteknik, kommer oftast en kommentar: "Men Ni har ju så bra berg - Ni skulle se hur det är att arbeta i vår dåliga sedimentära berggrund".

Hela världen vårt arbetsfält under 1980-talet

Större delen av jordklotets yta täcks av just sedimentära bergarter och svenska entreprenörer och konsulter vidgar nu sin verksamhet långt över landets gränser och medverkar vid komplicerade anläggningsarbeten både under och över mark i snart nog alla världsdelar. Det finns konsult- och entreprenadföretag som i dag har mer än halva sin verksamhet utomlands.

Det är mot denna bakgrund som jag anser att det är dags att vi i Sverige i såväl teori som praktik tar itu med det sedimentära berget. Visserligen har vi i vårt land en del områden med sedimentära bergarter, men det är endast ett fåtal tunnlar och berggrum som utförts i dessa och i många fall har arbetena varit ett äventyr.

Att bygga berggrum och tunnlar i sedimentärt berg är en mångfacetterad uppgift

De sedimentära bergarternas bergtekniska egenskaper skiljer sig i många avseenden väsentligt från t. ex. de granitiska bergarterna i Sveriges berggrund, i vilka vi utfört de flesta berggrummen och tunnlar. Våra kristallina bergarter har sällan i sig själva inne-

x) Internationellt symposium om berggrum i Stockholm 1977.

burit några bekymmer vid sprängning av bergrum och tunnlar förutom när "fel" uppträder i bergmassan, t.ex. krosszoner, sprickzoner och vittrat berg. Tunnelsprängarna brukar i allmänhet heller inte märka om de jobbar i granit, gabbro, gnejs eller diorit.

Den sedimentära berggrunden innebär däremot oftast för tunnelbyggaren en kamp i ett ständigt "växlande byggnadsmaterial". Mjukt berg varvas med hårt, vattenförande skikt isoleras av täta, skiktfogarna sakna sammanhållning och lagrens strykning och stupning ändras ständigt. Med kross-, vittrings- och sprickzoner har man dessutom samma bekymmer som när man bygger i hårt kristallint berg. Se Fig. 1 på sid. 3.

Vad det gäller berggrundens vattenföring, de hydrogeologiska förhållandena är skillnaden särskilt stor. De kristallina bergarterna i Sveriges berggrund är praktiskt taget vattentäta, det är endast i sprickor och krosszoner som vattnet förs fram. Sedimentära bergarter kan däremot i sig vara mycket permeabla och skiktfogarna utgör ett vidsträckt kommunikerande underjordiskt vattensystem, som kan matas från vattensamlingar på markytan genom kross- och sprickzoner.

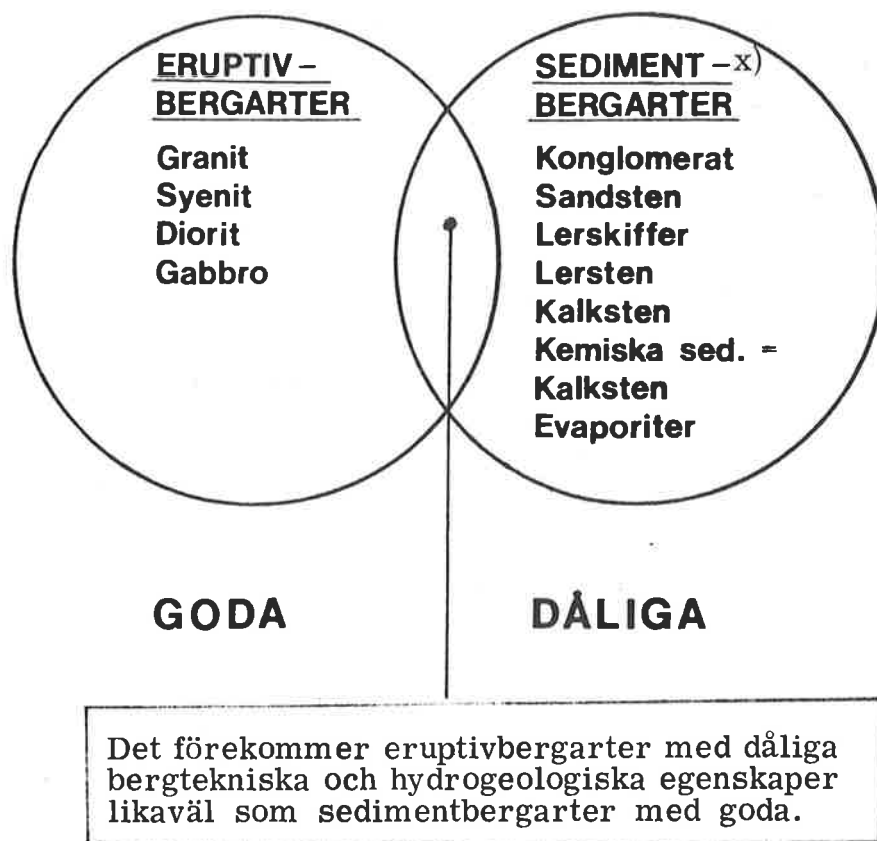
De sedimentära bergarternas ursprung och uppbyggnad

Berggrunden är ständigt utsatt för nedbrytande krafter, dvs. mekanisk och kemisk vittring samt erosion. Även det hårdaste granitberg kan under vissa betingelser fullständigt brytas ned till sand och lera. Den mekaniska vittringen, frost, insolation^{x)}, salt- och rotsprängning, stressrelease^{xx)}, är några exempel på nedbrytande krafter.

x) Uppspräckning av ytberget p g a hastiga temperaturförändringar. I ökenområden kan efter solnedgången temperaturskillnader av ända upp till 50°C inträffa på bergytan. Temperaturspänningarna orsakar uppsprickning under starka ljudeffekter.

xx) Innebär att ytberget kan spricka upp när det "återfjädrar" i och med att ett överlagringstryck av t.ex. is eller jordmassor borttagits.

**BERGTEKNISKA OCH HYDROGEOLOGISKA
EGENSKAPER:**



Vad är det som gör att det är svårare och mera komplicerat att utföra bergrum och tunnlar i sedimentära bergarter jämfört med den granitiska berggrunden i Sverige?

Den hårda, kristallina granitiska (gäller även syenit, diorit och gabbro) berggrunden är trots alla variationer i sammansättning och strukturer ur bergmekanisk synvinkel ganska enhetlig. Den sedimentära berggrunden är däremot ofta ytterst varierande, från den inre uppbyggnaden (småstrukturen) till den av tektoniska krafter mer eller mindre miss-handlade stratigrafiska uppbyggnaden (storstrukturen). Förklaringen till variationsrikedomen hos såväl de enskilda sedimentära bergarterna som själva den sedimentära bergmassan ligger i bildningsbetingelserna (den genetiska bakgrunden).

x) Se sammanställningen över sedimentära bergarter, Fig. 2.

DE SEDIMENTÄRA BERGARTERNAS URSPRUNG OCH BENÄMNING .

TORV (sedentär)		BRUNKOL	
GYTTJA, DY		ALUNSKIFFER	
MORÄN		TILLIT	
KORNSTORLEK I MM.	2 0.06	GRUS	KONGLOMERAT
		SANDSTEN	KVARTSSANDSTEN
			ARKOS kvarts + fältspat
			GRAVACKA
	0.002	LERSTEN LERSKIFFER	
KALKRIKT SLAM (MÄRGEL)		KALKSKIFFER	
KALK		KALKSTEN, DOLOMIT	
VULKANISK ASKA		TUFF	
LAVA		BASALT	
Na-K-Ca - m.fl. salter utfällda ur vattenlösning		KALKSTEN och EVAPORITER	

I huvudsak efter Einar Broch
Trondheim 1974

Alla dessa former av uppsprickning ger den kemiska vittringen större angreppsmöjligheter.

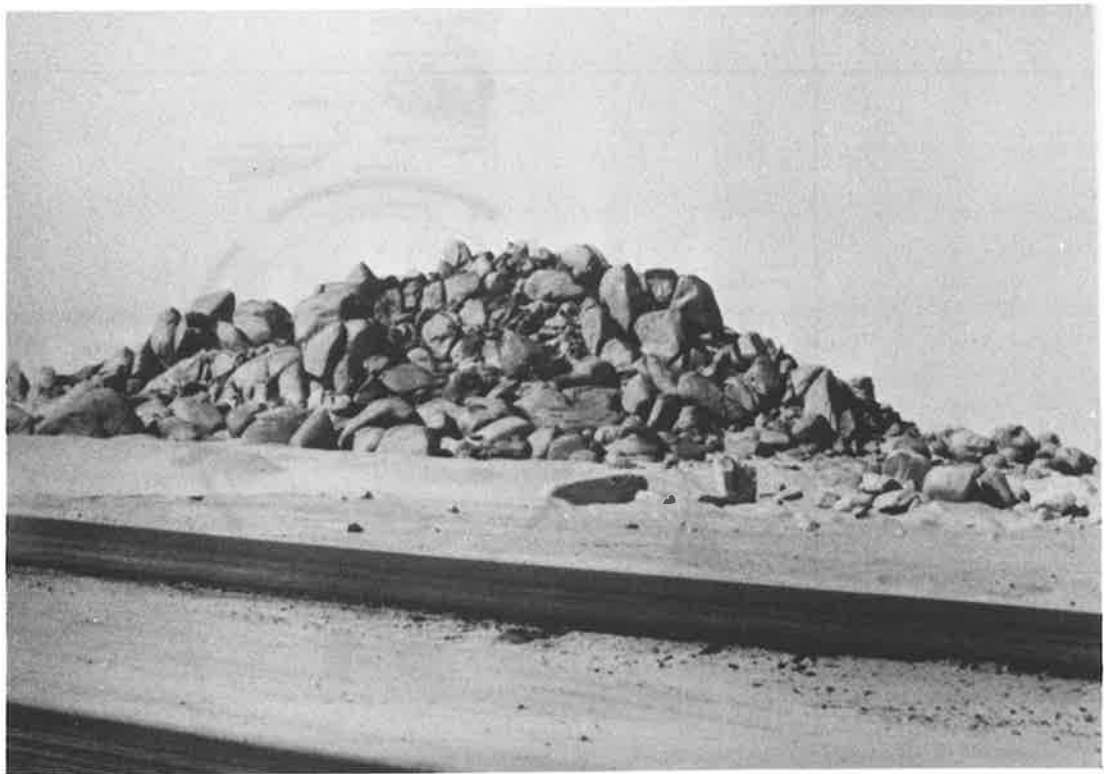
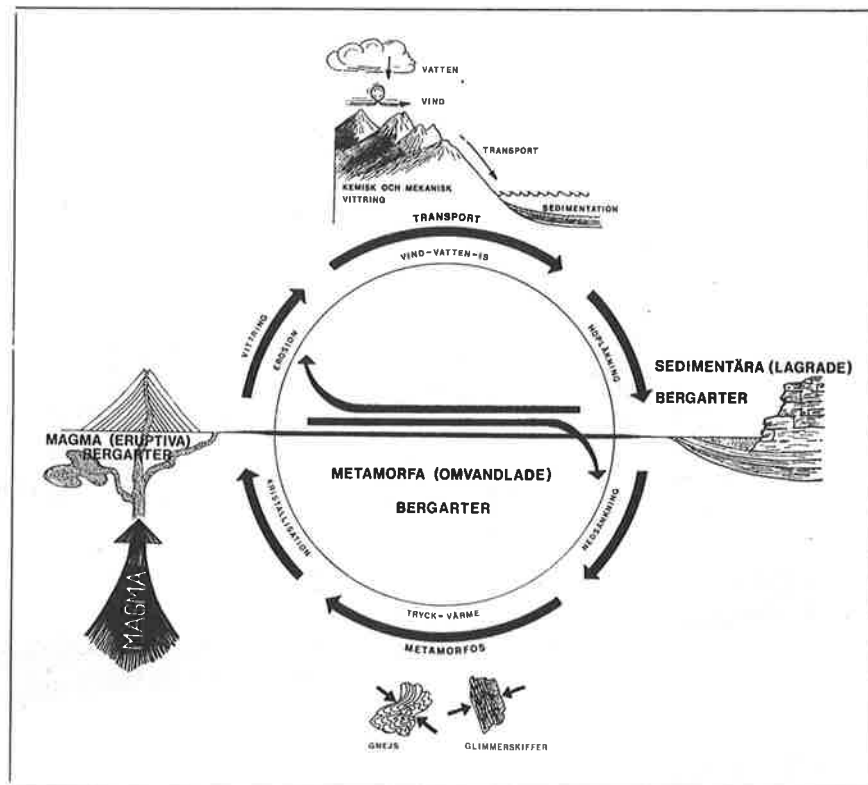


Fig. 3. "Solsprängd granithäll. Öknen, Saudi-Arabien.

Genom erosion av vågor och rinnande vatten bryts vittringsprodukterna loss och kan transporteras långa vägar för att i olika miljöer sedimentera. Lösliga ämnen t. ex. salter av Na, K, Ca, Sr och Mg föres med vattnet och kan fällas ut i form av kalksten, dolomit och evaporiter.

Även vinden kan verka som transportmedel och föra fina mineral- och bergartspartiklar vida omkring. Korn större än 0,35 mm kan knappast bäras av vinden. De finaste partiklarna, lössjorden, kan

spridas med vinden över hela kontinenter. Kolloida partiklar kan av t.ex. havsströmmar föras vida omkring.



Ur Väg- och vattenbyggaren nr 8-9, 1974
C-O Morfeldt

Fig. 4. Bergarternas bildningssätt.
Födelse - Undergång - Förnyelse

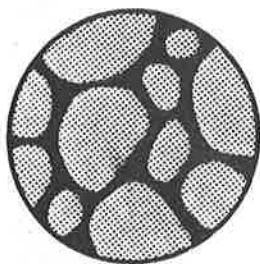
Vare sig transporter sker med vind, vatten eller is kommer vitt-ringsresterna, kross- och nötningsprodukterna att avsättas under mycket skilda förhållanden. Vid älvmynningar, i djuphav eller i grunda hav, i områden där havet successivt tar landet i besittning (transgression) eller i områden där landet växer på havets bekostnad (regression). Vattnets och vindens transportkompetens kan väx-la inte bara mellan årstiderna utan även från dag till dag, ja även

inom samma dygn. Temperaturförhållanden, förekommande organiskt liv, oxiderande, respektive reducerande kemiska miljöer är ytterligare exempel på några faktorer som bidrager till att en sedimentlagerföljd kan visa så talrika variationer i sammansättning och stratigrafisk uppbyggnad. Så kan t. ex. en bergart, bildad vid samma tid men i olika miljöer, ha vitt skilda tekniska egenskaper. Man skall sålunda inte förledas att tro, att t. ex. en kambrisk sandsten alltid är ett bra byggnadsmaterial därför att man tidigare vid något tillfälle haft god erfarenhet av bergarten.

Lösa sediment blir bergarter

Hopläkningsprocesser eller diagenes omfattar fysikaliska och kemiska förändringar i de avsatta sedimenten som ovandlar dem till mer eller mindre fast bergart.

De sedimentära bergarternas struktur kallas **KLASTISK**, vilket innebär att de består av enskilda korn (mineral och bergartsfragment) som mer eller mindre fullständigt läkts samman av ett bindemedel, "cement", vilket vanligen är kvarts eller kalcit. Det kan även vara Fe-, Al-hydroxider, lermineraler etc. som kittar ihop partiklarna.



Klastisk struktur, fullständig porutfyllnad med bindemedel (cement).

Fig. 4 b.

Den sedimentära berggrundens bergtekniska och hydrogeologiska egenskaper såväl som dess beständighet mot urlakning och vittering sammanhänger med en mångfald detaljer i såväl den fina (mikroskopiska) sammansättningen av bergarterna som den stora (megaskopiska) uppbyggnaden av bergmassan.

Här skall för de bergmekaniska och hydrogeologiska egenskaperna några viktiga faktorer nämnas:

- Kornens mineralogiska och petrografiska sammansättning
- Bindemedlets (cementets) sammansättning
- Grad av bindemedlets porutfyllning (hopläkningsgrad)
- Kornens form, längd/bredd-förhållanden, orientering
- Korntornas morfologi
- Packningsgrad

Erosions- och transportförhållanden bestämmer i hög grad många av dessa faktorer.



Fig. 5. Erosion i sedimentära lagerföljder, Grand Canyon, foto författaren.

Porstruktur, porositet och permeabilitet är särskilt viktiga när det gäller att klargöra den sedimentära bergmassans vattenföring.

Ur hållfasthetssynpunkt är hopläkningsgraden det allra viktigaste. En fullständig porutfyllnad med kvarts i en kvartssand ger en sedimentär bergart (t.ex. vissa former av den jotniska Dalasandstenen) med en hållfasthet som är likvärdig med en bra granits (ca 400 MPa). En kalksandsten dåligt hopläkt med kalcit kan ha en så låg hållfasthet att den närmast kan jämföras med en hårt packad lerig sand.

Kornens och bindemedlets resistens mot vittring liksom förekomsten av svällande mineral, t.ex. lermineral, anhydrit (CaSO_4) etc., är ytterligare några viktiga faktorer att beakta vid bedömning av de sedimentära bergarternas bergtekniska och geohydrologiska egenskaper. Det finns sålunda sandstenar som innehåller svällande lermaterial som vid vattenbegjutning sprängs sönder. Det finns också sandstenar vars bindemedel lakas ut när man genom bergarbeten ändrar på den naturliga vattenvandringen i berget.

Fig. 6 på sid. 10 visar hur sammansättningen kan växla hos sedimentbergarterna. Benämningen på bergarterna bygges då upp på samma sätt som man gör inom geotekniken med de lösa jordarterna, jämför grusig sand, lerig mo etc.

Sedimenten i triangelns hörn sägs ha nått en hög grad av mognad, dvs. vittringen har gått så långt att en stabil slutprodukt erhållits.

Storstrukturer (megaskopiska egenskaper) studeras i fält

Under årmiljonernas lopp har över hela jorden mäktiga sedimentära berglagerföljder avsatts (sedimentpackar). Sålunda förekommer växellagring av skiffer, sandsten och kalksten i flera tusen meter mäktiga packar. Likaså förekommer tusentals meter mäktiga kalk-

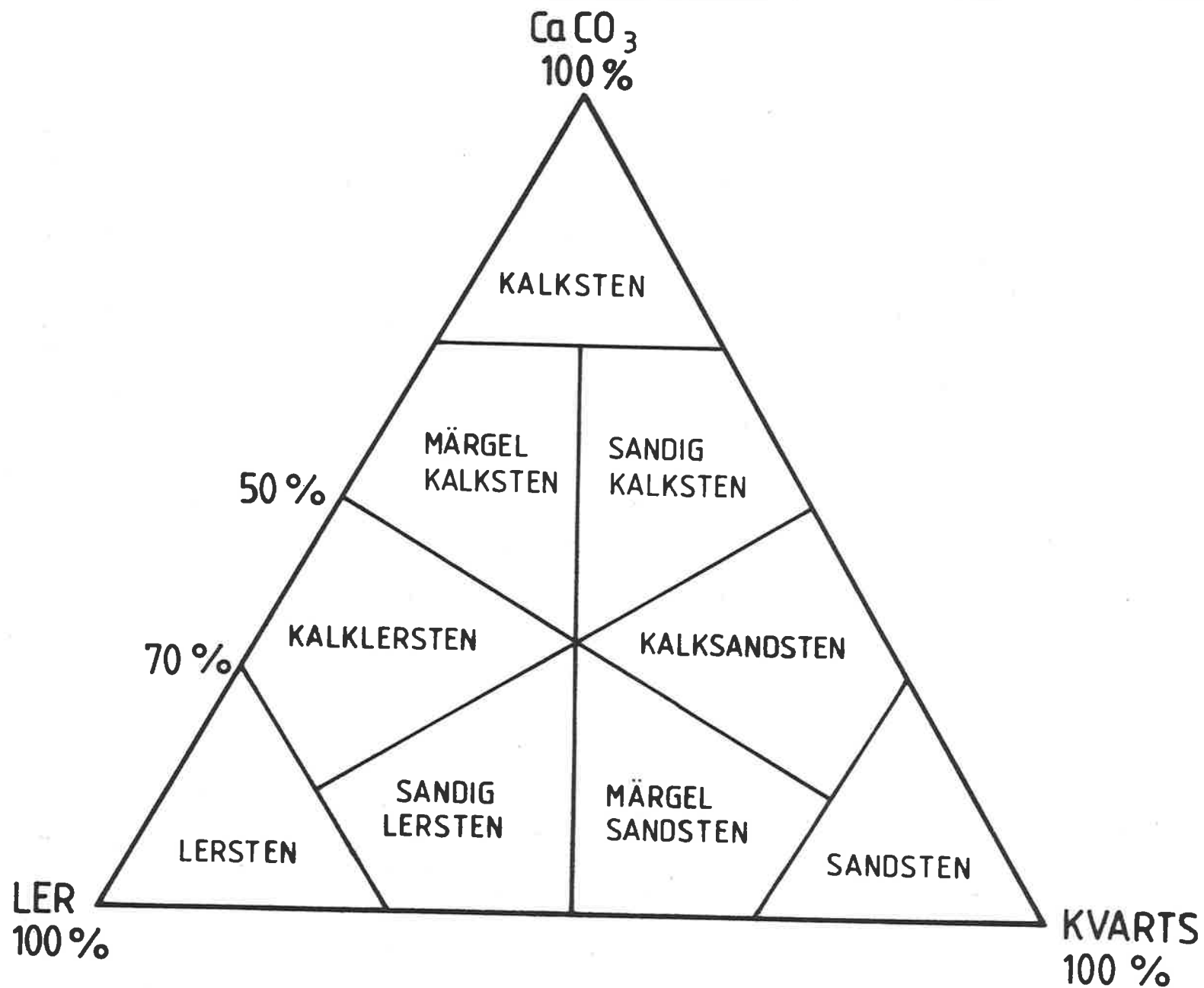


Fig. 6

stensförekomster som inte har någon utpräglad lagring, dvs. de är mycket homogena.

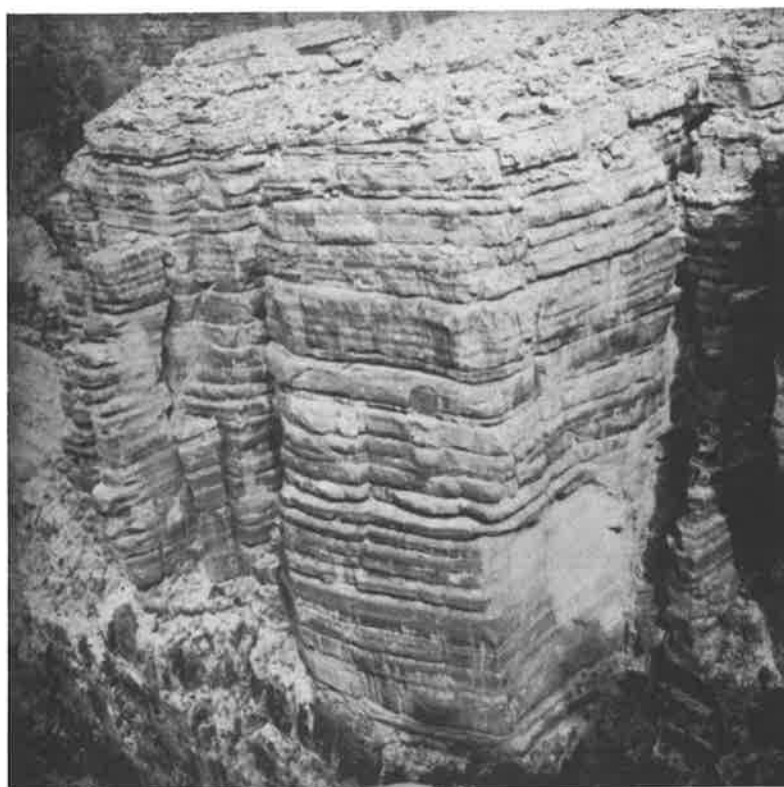


Fig. 7. Isströmmarna lämnar efter sig en osorterad jord. Vatten- och vindburet material avsätts däremot i en bestämd ordningsföljd, dikterad av faktorerna transportkompetens – kornstorlek. Lagren eller skikten ligger som bladen i en bok (konkordant). Bilden är från Grand Canyon och visar den stratigrafiska uppbyggnaden av sedimentärt berg, vilande på den till ett peneplan (slätt underlag) nedvitrade granitiska berggrunden.



Fig. 8. S.k. strykjärn, Denver.

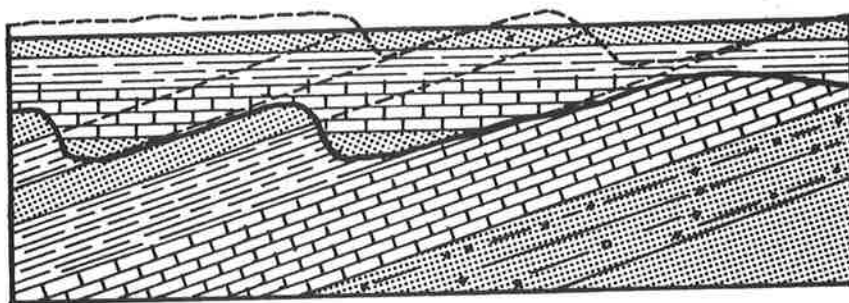


Fig. 9. Av olika orsaker kan en lagerföljd ha tippat och en ny lagerserie har sedan byggts ovanpå. Man får då skiktserier som bryts mot varandra, man har en diskordans i lagerföljden. Se även Fig. 11. överst.

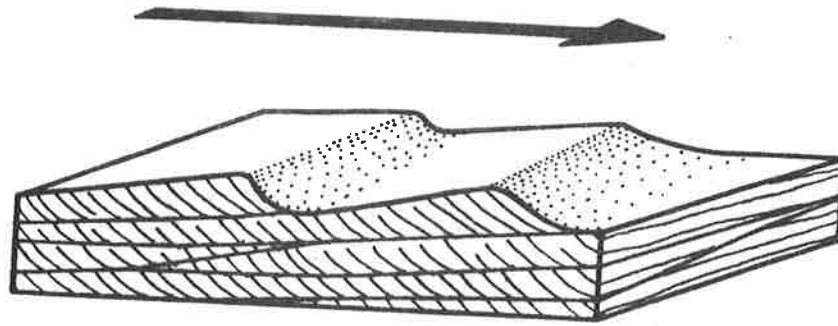


Fig. 10. Diskordant skiktning är allmänt förekommande i deltabildningar och dyn-sand.

På grund av orogenes under olika epoker i jordens historia har de ursprungligen horisontella lagerserierna knycklats ihop till oigenkännlighet. Fig. 11, nedre.

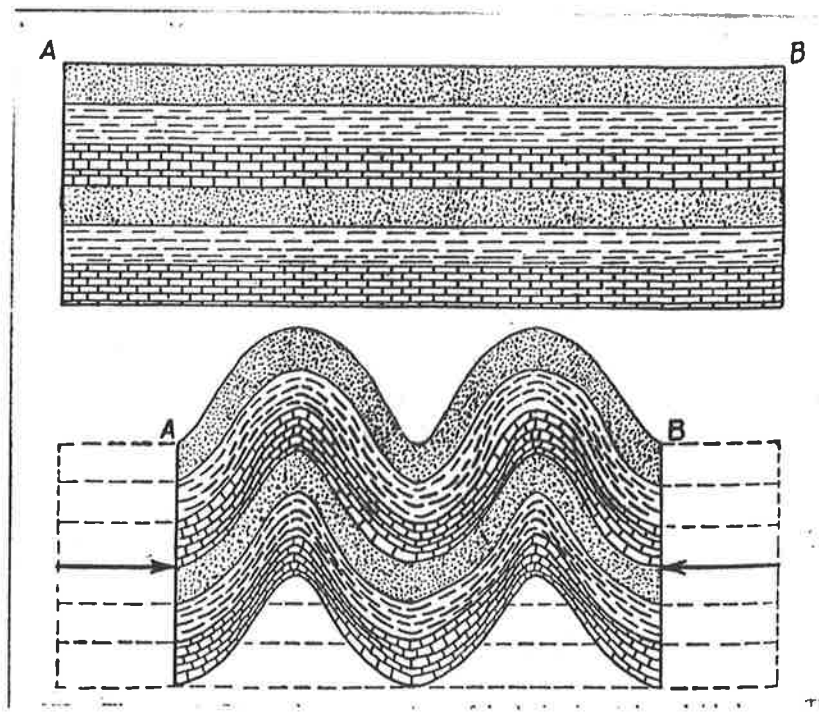


Fig. 11.

Härvid har ibland bristningar i vecken skett och stora överskjutningar förekommit. Fig. 12.

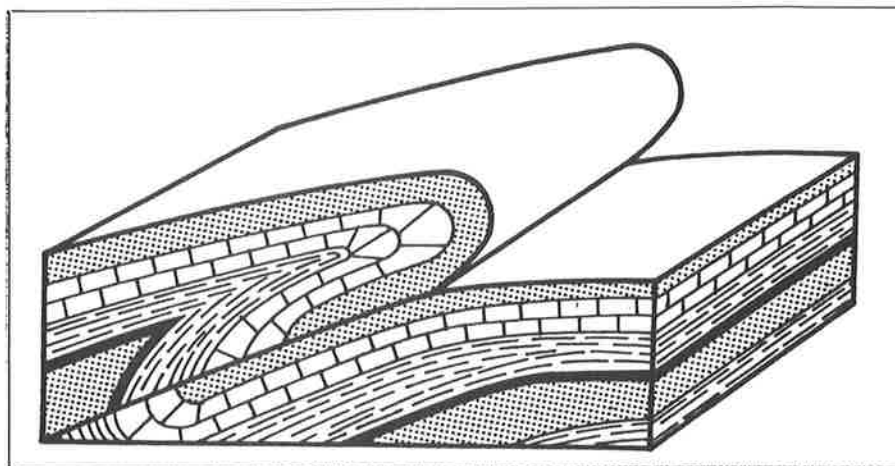


Fig. 12.

Detta är några exempel på faktorer som bidrar till att det är en mycket komplicerad uppgift att vid rekognosceringen för berganläggningar i sedimentära bergarter hitta rätt bland bladen i den "geologiska sedimentboken". Ofta är bladen tillknycklade, sönderrivna eller fattas helt (hiatus). Förkastningar, kross-, sprick- och vittringszoner förekommer i de sedimentära bergmassorna, övertvärande och oberoende av den naturliga lagerföljden.

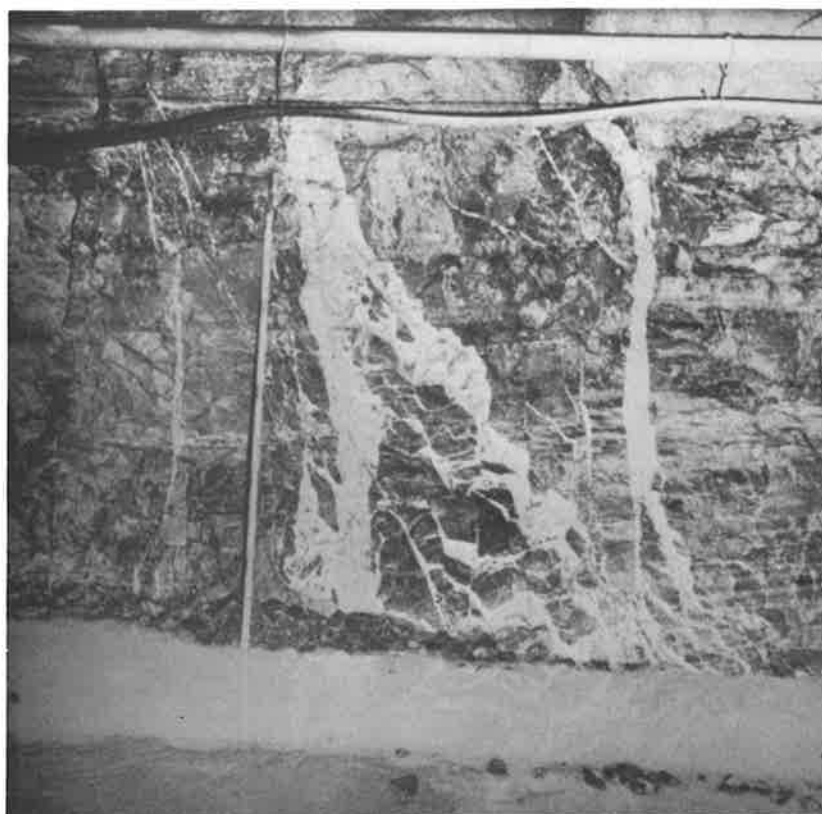


Fig. 13. Förkastning i sandsten-skifferlagerföljd. Det krossade berget är hopläkt med kalcit (breccia). Horrmundvalla kraftverk, foto författaren.

Den sedimentära bergmassans hydrogeologiska egenskaper

Vatten kan föras fram i berggrunden på flera olika sätt.

- o Själva bergarten kan ha ett sammanhängande porsystem och bestå av ett grovt sediment som är dåligt hopläkt. Bergarten "läcker som ett såll".
- o Skiktfogar kan föra vatten över vidsträckta områden i olika "våningar". Porösa skikt mellan täta. Risk för urspolning och urlakning i samband med bergarbeten är ofta stor.
- o Kross- och sprickzoner kan vara starkt vattenförande liksom i alla typer av bergmassor.

Otvivelaktigt är de hydrogeologiska problemen i de sedimentära bergmassorna av en helt annan svårighetsgrad än de som vi är vana att möta vid bergarbeten i vår hårda granitiska berggrund.

Blick framåt

Jag har genom att här redogöra för en del av de mångskiftande problem, som möter dem som bygger bergrum och tunnlar i sedimentärt berg, önskat fästa uppmärksamheten på vikten av att vi snabbt skaffar oss kunskaper och erfarenheter om byggande i detta komplicerade byggnadsmaterial genom studier på arbetsplatser, där man bygger i sedimentärt berg. Vi måste inrikta såväl undervisning som forskning på den sedimentära berggrundens problem.

Det torde ha framgått av min redogörelse att den sedimentära berggrunden är någonting helt annat att hantera än det berg vi är vana vid. Låt oss därför sätta igång på bred front så att vi kan behålla vårt goda rykte som föregångsmän inom bergbyggandet. Att bygga i sedimentärt berg innebär för oss ett nytänkande över hela linjen.

- o Den regionala geologiska rekognosceringen
- o Den lokala geologiska analysen
- o Undersökningsinsatser (programering)
Förundersökningar (i fält), t. ex.
- o Seismik
- o Motståndsmätningar
- o Borr- och provtagningsteknik
- o Geohydrologiska undersökningsmetoder
- o Provning av de bergmekaniska egenskaperna såväl insitu i borrhål som på provkroppar i laboratoriet
- o Bergspänningsmätningar
- o Finita- elementanalyser och deformationsmätningar i samband med och efter utsprängning av stora bergrum och djupt liggande tunnlar
- o Tättnings- och förstärkningstekniken (injektering, bultning, sprutbetong, inklädnad med stålbågar och färdiga element) är i sedimentära berg avancerad och kräver specialkunnande såväl i berget som i laboratoriet
- o Kontinuerlig uppföljning av bergets snabba växlingar, redovisning och bergklassificering är ett måste för att man skall få trygga arbetsförhållanden (minskad olycksfallsrisk) och kunna utarbeta såväl provisoriska som permanenta förstärkningar på ett optimalt ekonomiskt sätt.

Under 1970-talet satsade Statens råd för byggnadsforskning, BFR, och Styrelsen för Teknisk Utveckling, STU, på Forskning och Utveckling, FoU, för byggande i hårt berg (jämför flödesschema för Fig. 14, BFR-rapport R34 1973, C-O Morfeldt, M Bergman, L Lundström).

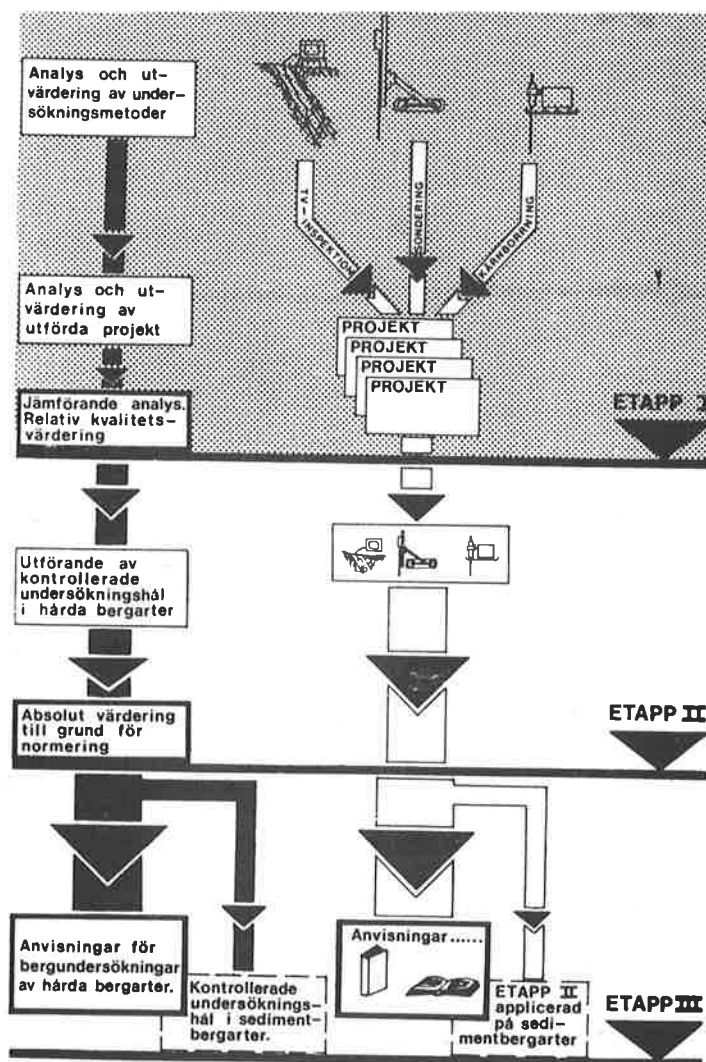


Fig. 14.
Flödesschema
visande forsk-
ningsprojektet
i sin helhet.

I och med att Etapp II under våren 1979 avslutats med det stora projektet BeFo 18: Förundersökningars värde och omfattning, är det dags att ta itu med Etapp III: Sedimentära bergarter. Se pilarna för sedimentbergarter på Fig. 14.

Det är glädjande att kunna meddela att såväl BFR som STU redan ställt upp i den sedimentära etappen med anslag för programarbete och förstudier vid bergarbeten ute i världen. Tekniska högskolorna (4 st) rustar redan, liksom Statens Geotekniska Institut, sina laboratorier, sin undervisning och sin forskning för denna 1980-talets stora uppgift. De svenska byggarna har lovat att ställa sina utländska arbetsplatser till förfogande för studier liksom de tidigare på ett storstilat sätt gjort i Sverige. Statliga verk och svensk industri är beredda att än en gång hjälpa till för att skaffa arbetstillfällen både här hemma och i främmande land. Kanske har vi redan några resultat att redovisa till ROCKSTORE 80, alltså i juni nästa år? Ärendet hastar.

NOW IS THE TIME TO APPLY SWEDISH TECHNOLOGY TO SEDIMENTARY ROCKS

Only Norway surpasses Sweden as regards tunnel construction in rock if calculated on tunnelfooter per inhabitant and year.

Practically all tunnels in Sweden, however, are excavated in hard, crystalline rock. But, when the well-known Swedish rock technique today is introduced in the world, it will more and more meet with quite different types of rock; e.g. sandstones, schists and limestones. These sedimentary rocks have quite another geological background and other rock technical properties than the Swedish rock, which means that both feasibility studies, design, blasting techniques and reinforcement techniques must be adapted to conditions different to those we are accustomed. The education at our high schools as well as testing procedures at our testing institutes must also these, without delay, be adapted to the new conditions as is required by the sedimentary bedrock.

DISKUSSION

Professor Hans Helfrich, BeFo

Det som Morfeldt här har presenterat om sedimentär berggrund var alldeles utmärkt. Men jag måste få göra en liten komplettering. Här nämndes nämligen "kristallin berggrund" som ett kvalitetsbegrepp och det måste vi vara försiktiga med. Det finns kristallin berggrund som ser ut precis som sedimentär berggrund och även har motsvarande egenskaper. Arlbergstunnelexemplet karakteriseras av typiskt kristallin och inte sedimentär berggrund. Så vi måste utsträcka våra erfarenheter och kunskaper även på den kristallina berggrund som uppför sig eller beter sig som sedimentär berggrund. Detta gäller alla kristallina skifferar t ex fylliter, fylloniter, granatglimmerskiffer, glimmerskiffer av olika slag, där vi kan möta precis samma och liknande egenskaper som för sedimentär berggrund.

En annan punkt var "varudeklarationen". Här visades på triangeln s k mörgel och jag har själv i min allra senaste erfarenhet upplevt att man i en geologisk rapport kallade bergarter av vitt skild karaktär för mörgel. När vi vet att en mörgel i princip kan vara en mer eller mindre lerrik kalksten eller en mycket kalkfattig lera, så förstår man att de beter sig på helt olika sätt. På den ena kanten kan den uppföra sig som kalk och på den andra kanten som lerskiffer. Så när vi inom bergmekaniken, ingenjörgeologien eller bergtekniken, använder bergartsbegrepp så skall man egentligen alltid ha reda på vilka speciella egenskaper som kännetecknar dessa. En granit kan exempelvis ha en hållfasthet från 20 till 300 MPa med helt skilda stabilitetsegenskaper vid samma mineralbestånd. Hur olika blir då mörgelsegenskaper vid så kraftigt varierande mineralbestånd?

Fil dr Tor Hagerman, Hagconsult AB

I många fall har man stora möjligheter att räkna med ett verkligt homogent sedimentärt material. Jag kan ur min egen erfarenhet som oljegeolog utefter Andernas östra sluttningar säga att man där kunde följa lager av samma typ av sandstenar ända upp till 20 mil i dessa regionala sediment vad avser sandens kornform. Kornformfördelningen i täthetsdiagrammen tjänstgjorde som fossil i dessa fall och det gick att fastställa nivåerna.

Det förekommer alltså en mycket stor regelbundenhet i vissa

fall, som ju också Morfeldt berörde. Konsten är ju att veta när det förekommer, och det finns ingen annan väg för detta än en verklig regionalgeologisk undersökning.

Alltså, det gäller att lära känna dessa material över mycket vidsträckta områden. Det hör till min erfarenhet från arbeten i geologi att uppdragsgivaren många gånger har väldigt svårt att förstå varför man går utanför det lokala arbetsområdet. Det är emellertid en oerhört viktig sak just i det här fallet att lära känna hur det hela har kommit till så att man kan få en bild av hur det också måste vara i detaljerna.

Sedan en annan fråga. Det gäller de bergarter som är mycket ömtåliga för vittring. Vi berör saltinlagringar och likaså vissa kalkstens- och kritformationer, där vittringen kan tränga djupt in och gå igenom. Det känner vi väl till i de stora karstlandskapen där man finner tunnlar. Jag har åkt i ett litet tåg en hel mil genom sådana naturliga tunnlar i kalkstensberget i Dordogne i Frankrike. Människor har bott i området i 50 000 år.

Detta är ju en helt annan sak än frågan om bergartens homogenitet. Men även här ger ju den regionalgeologiska undersökningen ett fast grepp i ämnet och jag vill än en gång trycka på detta, att man måste ut över ett stort område för att riktigt fatta vad det är man har framför sig.

KBS-PROJEKTET - EN ÖVERSIKT FRÅN BERGMEKANISK SYNPUNKT

The project Nuclear Fuel Safety - A brief review
from rock mechanical point of view

Civilingenjör Anders Bergström, Kärnbränslesäkerhet
(SKBF/KBS), Stockholm

Bakgrund till projektet Kärnbränslesäkerhet

Den sedan i april 1977 gällande s k villkorslagen anger att innan ny kärnkraftreaktor laddas skall reaktorinneha- varen visa hur och var högaktivt avfall kan slutlagras helt säkert. Som svar på propositionen organiserade kärn- kraftindustrin i slutet av 1976 projektet Kärnbränslesäker- het, (KBS) inom bolaget Svensk Kärnbränsleförsörjning (SKBF).

KBS har sedan dess undersökt de alternativ för slutlagring som anges i villkorslagen, nämligen för avfall efter uppar- betning och för använt bränsle utan upparbetning.

En rapport om slutförvar av förglasat avfall efter uppar- betning publicerades i december 1977 och har använts för ansökan att få ladda Ringhals 3 och Forsmark 1. Regeringen avtog ansökan på grund av att de geologiska undersökningarna inte visade förekomsten av tillräckligt stor bergformation för allt högaktivt avfall. Kompletterande borrhningar har ny- ligen utförts och mätningar utförs nu för att visa att till- räckligt stor bergvolym med erforderliga egenskaper finns i svenskt urberg.

I september 1978 publicerade KBS en rapport om slutförvar för använt bränsle. I båda rapporterna anges kristallint ur- berg som naturlig geologisk barriär mot spridning av radio- nuklider.

Slutförvars principiella utformning

Slutförvaret, se fig 1, består av ett system av horisontella förvaringstunnlar belägna på ca 500 m djup. Vertikala hål borrhade nedåt från tunnlarna är förvaringsplatser för vardera en avfallskapsel. Avfallet från 13 aggregats drift under 30 år ryms i förvaringstunnlar på ca 1 km² yta med centrumavstånd 25 m för tunnlarna. Slutförvarets kvadratiska form kan bli modifierad med hänsyn till lokala geologiska förhållanden.

Avfallskapslarna i deponeringshålen omges av buffertmaterial. I fig 2 visas exempel med avfallskapsel av koppar med använt bränsle omgiven av buffertmaterialet högkompakterad bentonit.

Bentonit är en i naturen förekommande lera, huvudsakligen bestående av montmorillonit som har svällande egenskaper tillsammans med vatten. Montmorillonit förekommer i svälleraförekomster i svenskt urberg. Bentoniter används tekniskt exempelvis som formmaterial i gjuterier och vid borrhning och injektering i jord och berg. Högkompakterad bentonit ger om den hålls instängd och kan ta upp vatten ett svälltryck som vid mätningar utförda på KBS uppdrag visat sig uppgå till flera tiotals MPa. Block anbringade i deponeringshål kommer således att helt utfylla alla spalter och också täta eventuella sprickor i berg kring hålet. Vatten finns ju i bergets spricksystem och dess strömning är en mekanism för transport av skadliga ämnen för kapsel eller spridning av radioaktiva ämnen från en läckande kapsel. På grund av mycket låg permeabilitet, i storleksordningen 10^{-13} - 10^{-14} m/s, för vattenströmning i bentonit med hög densitet är diffusion den styrande mekanismen för transport i kapselns närmaste omgivning i deponeringshålet och berget med sprickor avtätade med lera. Tunnlar och schakt fylls med blandningar med 10-20 % bentonithalt och material med moränliknande kornfördelning, huvudsakligen kvarts. Detta material har vid mätningar visat sig ha permeabilitet 10^{-8} - 10^{-13} m/s beroende på bl a densitet och bentonithalt. Vid de densitetsförhållanden som avses råda i slutförvaret är permeabiliteten i bentonitbaserat buffertmaterial högst 10^{-9} m/s. Samma värde skall gälla för bergets permeabilitet i närmaste omgivningen för kapslarna.

Kapslarnas innehåll, det radioaktiva avfallet eller använda bränslet, avger värme i takt med radioaktiva sönderfallet som avtar med tiden. Vid den antagna tiden för deponeringen 40 år efter uttag från reaktorn kommer värmeeffekten per m² horisontell förvarsyta att bli ca 5 W.

Bergmekaniska förhållanden av särskild betydelse för slutförvaret

Av särskild betydelse för bergets egenskaper som geologisk barriär mot spridning av skadlig radioaktivitet till biosfären är låg permeabilitet för vattenströmning samt mekanisk stabilitet vid förekommande belastningar, t ex vid de termiska förhållanden som orsakas av avfallsvärme. Många

insatser har gjorts av geoteknisk och geologisk expertis för att på KBS uppdrag sammanställa kunskapen om berggrundens geohydrologiska och mekaniska förhållanden samt analysera effekter av betydelse i sammanhangen mellan berg och slutförvar. I svenskt-amerikanskt samarbete genomföres också ett program i Stripa, där tester sker av granitiskt bergs egenskaper av betydelse för samma förhållanden.

Av KBS 120 tekniska rapporter är det en tredjedel som har direkt eller indirekt bergmekaniskt intresse. En tredjedel av dessa rör buffertmaterial.

Då det inte är möjligt att inom tidsramen för denna översiktliga beskrivning redovisa någon av dessa rapporters innehåll mer detaljerat skall jag försöka att ordna innehållet efter några huvudlinjer.

Hydrogeologi

Bergs permeabilitetsförhållanden beskrivs allmänt i rapporter från studier gjorda av Lindblom och Stille i samarbete med några utländska konsulter, varvid behandlas sammanhang mellan hydraulisk konduktivitet och termiska förhållanden och studeras vissa exempel på geohydrologiska förhållanden vid slutförvar. I slutsatserna för studierna anges att rådande grundvattenströmning inte syns bli nämnvärt störd av värmebelastningen.

Stokes och Thunvik har gjort potentialteoretiska studier med två- och tredimensionella matematiska modeller och belyser bl a topografins inverkan på strömbilden. Beskrivningar av geohydrologiska förhållanden med anknytning till platser görs av I Larsson m fl som beskriver Blekinge kustgnejser och SGU som beskriver undersökningsområdena i Norra Uppland, Småland och Blekinge. Mätningar av vattenförluster i borrhål visar att berg med permeabilitet ej högre än 10^{-9} m/s förekommer men att högre permeabiliteter också är vanligt, särskilt i ytligare berg. Från Stripa har Lundström och Stille rapporterat mättningsresultat med lägre permeabilitet än 10^{-10} m/s.

Berggrunds stabilitet

De naturliga bergmekaniska förhållandena vad särskilt avser möjligheter till rörelser i svenskt urberg finns beskrivna i ett tiotal rapporter, Bjerhammar och Mörner behandlar rörelser vid landhöjning, Kulhanek m fl seismiska förhållanden, Lagerbäck, Henckel, Röshoff, Lagerlund, Flodén, tektonik med bl a lineamentstudier och Stephansson, deformationer i sprickigt berg. Pusch beskriver hur osannolika bergrörelser kan påverka kapslar i buffertmaterial och inverkan av glaciation på en deponeringsanläggning belägen i urberg 500 m under markytan. Ringdahl, Gjöystdal, Husebye gör modell för beräkning av seismotektonisk risk för slutförvar baserat på extrapolation av geologiska förhållanden bl a såsom de framkommit i de tektoniska lineamentstudierna med tolkade förkastningar i medeltal en å två st per 100 km^2 . En allmän slutsats av rapportmaterialet är att eventuella nya rörelser sker främst i redan utbildade rörelsezoner och att sprucket berg har viss defor-

merbarhet beroende på sprickorna. Den senare egenskapen har också visat sig ha betydelse som tolkad orsak till att termiskt inducerade spänningar vid värmeförsök i Stripa varit lägre än beräknat med ledning av egenskaper mätta på mindre bergprover.

Det termiska förloppet på grund av avfallets värmeavgivning har beräknats av Blomquist och Tarandi. I envåningsförvar blir den beräknade maximala temperaturhöjningen ca 40°C. Efter 1000 år har temperaturen påverkats obetydligt i markytan såsom fig 3 visar. Termospänningar tillsammans med inititiella spänningar medför inte försämrade permeabilitetsegenskaper i berget av betydelse för funktionen som geologisk barriär.

Spänningsförhållanden i skandinavisk berggrund behandlas av Sten G A Bergman i en av KBS tekniska rapporter. Jameson och Cook, Berkeley har analyserat bergspänningar i en rapport ingående i det svenskamerikanska programmet, vari framgår att spänningsförhållandena till ung 1 kilometers djup mest sammanhänger med friktionen mellan integrerande block i berggrunden.

Buffertmaterial

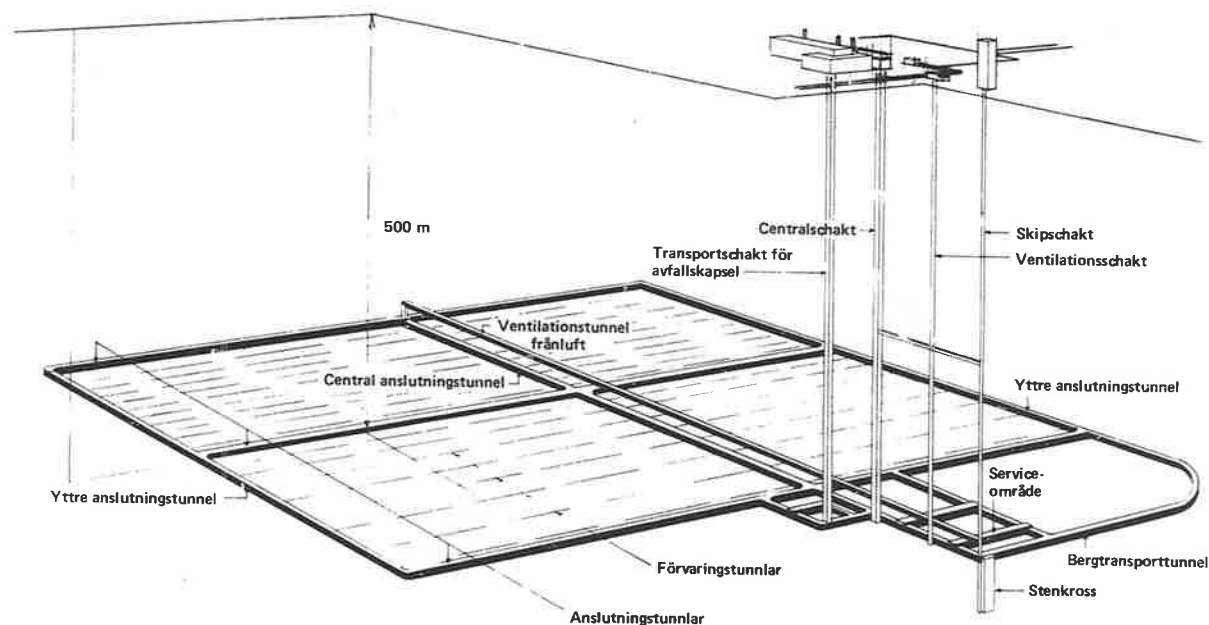
Egenskaper och funktion av bentonitbaserat buffertmaterial är ingående behandlat i ett drygt dussintal rapporter av Pusch m fl. Av särskilt intresse för förhållandena i omgivande berg är några som visar bentonitens förmåga att täta sprickor i berg. Bentonits samverkan med berg är också behandlat av Stephansson m fl. Resultaten tyder på att sprickor i deponeringshålens närmaste omgivning kan tätas av svällande bentonit och att lovande möjligheter också finns för att på kontrollerat sätt injektera berg bl a med elektrokinetisk metodik. Studier och utvecklingar inom bl a geohydrologiska och bergmekaniska områden samt bentonitteknologin görs och planeras att utföras i program inom KBS fortsättning inom SKBF.

Litteratur

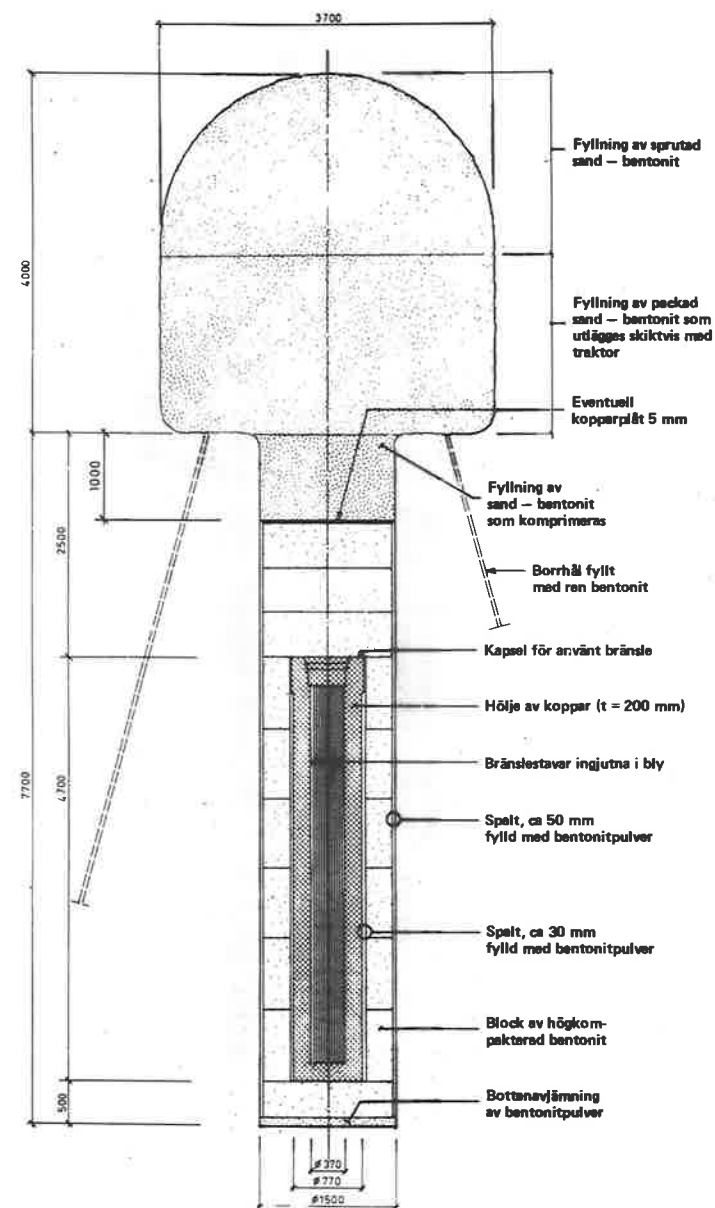
- 1 Kärnbränslecykelns slutsteg
Förglasat avfall från upparbetning
Del 1-V
Kärnbränslesäkerhet, december 1977
- 2 Kärnbränslecykelns slutsteg
Slutförvaring av använt kärnbränsle
Del I-II
Kärnbränslesäkerhet, september 1978

Summary

In response to the Nuclear Stipulation Law passed by the Swedish Parliament in April 1977, the Nuclear Fuel Safety Project (KBS) organized by the Swedish nuclear power industry, has investigated final storage of vitrified high level reprocessing waste and unprocessed spent nuclear fuel. In both cases crystalline rock is used as natural geological barrier. Rock properties of special importance for retention of radionuclides are low permeability for ground water and mechanical stability. Engineered barriers are used with bentonite and bentonite/quartz buffer substances around canisters in deposition holes and for sealing tunnels and shafts.



Figur 1'. Perspektivskiss av slutförvaret. Inkapslingsstationen ligger i markplanet. Slutförvaret består av ett system av parallella förvaringstunnlar som är belägna 500 meter under markytan.



Figur 2 Det förseglade slutförvaret. I deponeringshålet omges kapseln av block av högkompakterad bentonit. Spalterna fylls med bentonitpulver. Tunneln fylls med en blandning av kvartssand och bentonit.

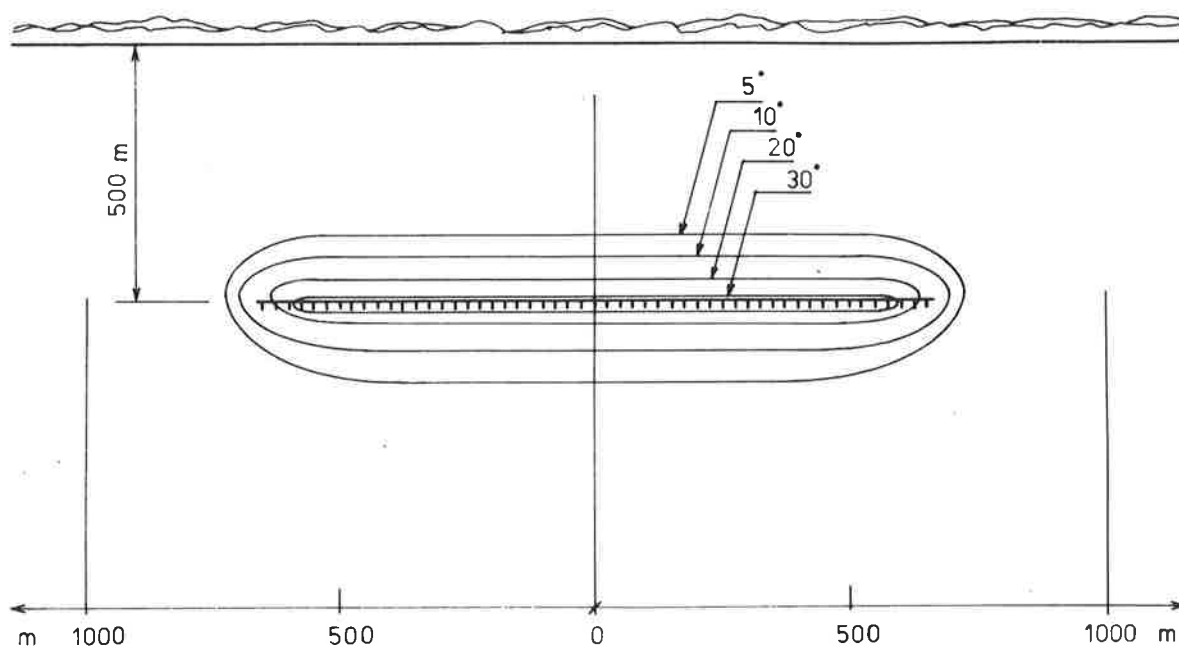


FIG. 3a) TEMPERATURFÖRHÖJNINGEN I BERGFORMATIONEN
KRING SLUTFÖRVALET 100 ÅR EFTER DEPONERING.

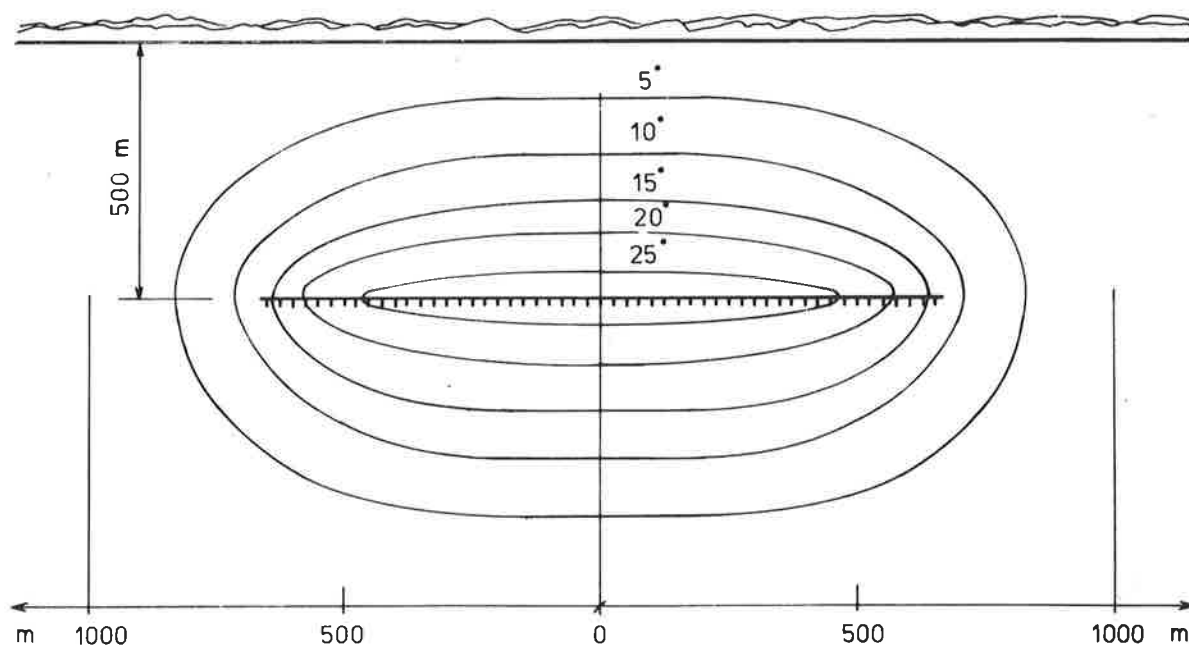


FIG. 3b) TEMPERATURFÖRHÖJNINGEN I BERGFORMATIONEN
KRING SLUTFÖRVALET 960 ÅR EFTER DEPONERING

BORRHÅLSMÄTNINGAR I KRISTALLIN BERGGRUND

Well logging in crystalline bedrock

Kurt-Åke Magnusson, Sveriges geologiska undersökning (SGU), Uppsala

På uppdrag av projekt Kärnbränslesäkerhet (KBS) har Sveriges geologiska undersökning (SGU) under våren och hösten 1977 utfört borrhålsmätningar på fem platser i landet, Kråkemåla, Ävrö, Sternö, Finnsjön och Forsmark, i syfte att undersöka berggrundsförhållandena ner till ca 500 m djup. Borrhålsundersökningen omfattar följande metoder (se även fig. 1):

- vattenförlustmätningar
- vattenprovtagning för kemisk analys och åldersbestämning
- TV-granskning
- punktresistans
- diff. punktresistans
- borrhålsvätskans resistivitet
- berggrundens resistivitet (normal resp. lateral)
- självpotential (SP)
- inducerad polarisation (IP)
- slingram
- V.L.F.

Nedan ges några synpunkter på utvärderingen av resultaten.

TV-upptagningen har utförts av Undervattensfoto AB. Med hjälp av TV-granskning kan sprickplanens orientering bestämmas. Exempel från tre borrhål redovisas i fig. 2.

Diff. punktresistansen fungerar som en kaliper, d v s är främst känslig för ändringar i borrhålsdiametern. Således detekteras endast sprickor som är öppna i borrhålsväggen. Metoden har visat sig vara mycket känslig och kan detektera små sprickor, se fig. 3 och 4. Dessa figurer visar också på stora öppna sprickor i samband med en krosszon på 170 m djup samt enstaka större öppna sprickor på 31 m, 145-150 m och 199 m djup.

Resultaten från mätningar redovisade i KBS Teknisk rapport nr 61, A. Hult, G. Gidlund, U. Thoregren, K-Å. Magnusson and O. Duran, 1978, visar att vattenförlusterna minskar mot djupet (fig. 5 och 6). Resistiviteten (stys främst av berggrundens vatteninnehåll) och sprickfrekvensen minskar däremot ej mot djupet. Således minskar ej bergets sprickporositet mot djupet, medan däremot den hydrauliska förbin-

delsen mellan sprickorna avtar mot djupet. Detta kan förklaras av att bergspänningarna ökar vid större djup, vilket medför att belastningen på sprickplanen ökar och att dessa kommer i kontakt med varandra utefter flera ställen längs sprickan jämfört med mer ytnära sprickor. Då dessa belastade ytor ökar mot djupet minskar den hydrauliska förbindelsen mellan sprickorna. Däremot ändras ej sprickzonernas vatteninnehåll i någon större grad.

I tre TV-granskade borrhål har sammanlagda bredden av alla sprickor inom en sprickzon beräknats. Den totala bredd som sprickorna utgör divideras med sprickzonens bredd. Denna faktor benämns sprickindex (fi). Sprickindexfaktorn plottas mot sprickzonernas beräknade resistivitet, som är normerad mot det sprickfattigaste områdets resistivitet (fig. 7). När fi understiger 1 % överväger variationer i bakgrundsresistiviteten jämfört med sprickornas inflyttande. Porositetsmätningar på hela granitprover uppvisar porositeter av storleksordningen 0,5 - 1 %. Sprickindexfaktorn fi är oftast en överskattning av porositeten, då den förra ej tar hänsyn till eventuella sprickfyllnader.

Geologiska inst. vid Chalmers Tekniska Högskola har genomfört mätningar av temperaturgradienten i flera av projektets borrhål. Ett exempel från mätningar i två av borrhålen i Götemarggranit (K 1 och K 2) redovisas i fig. 8. Borrhålen är belägna på ett par hundra meters avstånd från varandra. Bergets temperaturgradient bör ej förändras i någon större grad inom detta begränsade område. Figuren visar att temperaturgradienten i K 2 är klart störd jämfört med K 1. Orsaken till detta är ut- och inströmning av vatten i olika krosszoner. Exempelvis i K 2 strömmar vatten från en krosszon vid 230 m längs med borrhålet ned till en krosszon vid 520 m.

Resultaten från de vertikala borrhålen K 1 och K 2 visar att vattenförlusterna är mycket högre för vertikala sprickor jämfört med horisontella (fig 9 och 10). Detta kan bero på en mängd olika faktorer, exempelvis orientering och storlek av bergspänningarna, sprickfyllnad, hydraulisk förbindelse, manschettläckage, o s v. En mycket viktig faktor måste vara sprickans geometri mot borrhålet. En horisontell spricka skär tvärs över ett vertikalt borrhål vilket ger en mindre tvärsnittsytta jämfört med en vertikal spricka. Därför måste korrektion göras för den geometriska faktorn vid vattenförlustmätningar. Således påverkas vattenförlustmätningarna av flera olika faktorer, vilket medför att exempelvis låg resistivitet ej alltid kan korreleras till stora vattenförluster.

SUMMARY

On behalf of the Nuclear fuel safety "Kärnbränslesäkerhet (KBS)" the Geological Survey of Sweden (SGU) has carried out a geological, hydrological and geophysical investigation of deep core-drilled holes (c. 500 m deep).

The purpose of the investigations was to delineate and characterize rock quality, fracture systems and groundwater conditions in crystalline rocks of low fracturing, for the safety and stability of underground radwaste repositories. The tools and instruments used had to be made or modified by SGU to meet the special conditions concerning crystalline rocks of high quality.

The following investigations have been applied:

- Core logging
- TV-inspection
- Water injection tests
- Water sampling for chemical analyses and age determinations
- Point resistance and resistivity measurements
- Differential point resistance
- Resistivity of borehole fluid
- Temperature
- Self potential (SP)
- Natural gamma
- Induced polarization (IP)
- Slingram (induction tool)
- VLF

These investigations are presented in the following reports:
KBS Technical reports no 60, 61, 62 and 63.

The water injection tests show a decrease in permeability towards depth. However, the fracture frequency, seen by corelogging and TV-inspection, does not decrease towards depth. The resistivity of the bedrock indicates no decrease in water content with increasing depth. This interesting incoherence might be due to a decrease in the continuation and hydraulic connection of the fractures with increasing depth.

The vertical boreholes K 1 and K 2 have higher permeabilities for vertical fracturing compared with more horizontal fracturing (corelogg, TV-inspection). The following factors might explain this phenomenon:

- Geometry, i.e. fractures along the borehole axis have longer exposed cross sections towards the borehole section sealed between the two packers.
- Leakage around the packers.
- The orientation and magnitude of the stresses
- Fracture fillings
- Hydraulic connection

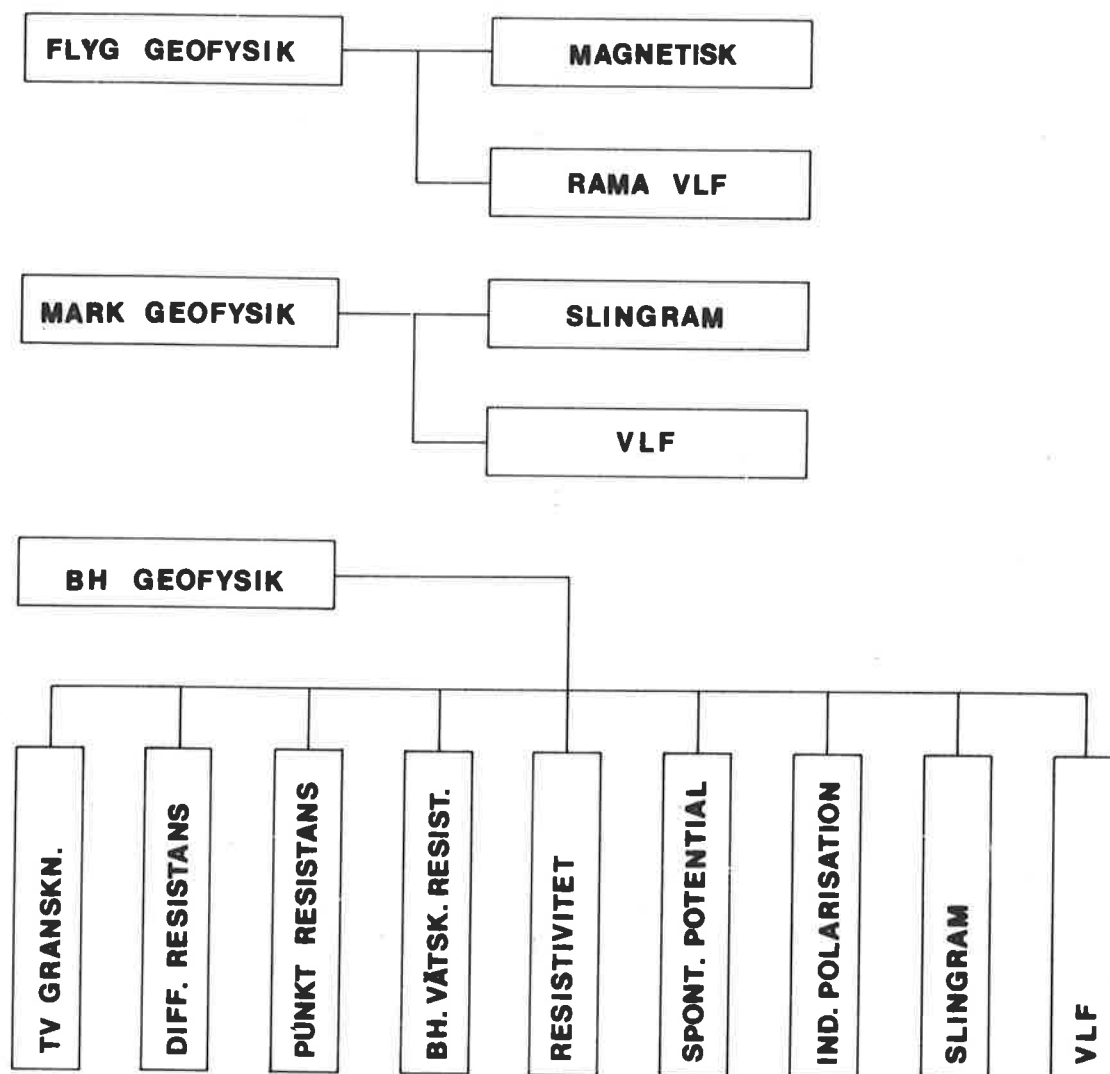


Fig. 1

GEOFYSISKT PROGRAM
GEOPHYSICAL PROGRAM

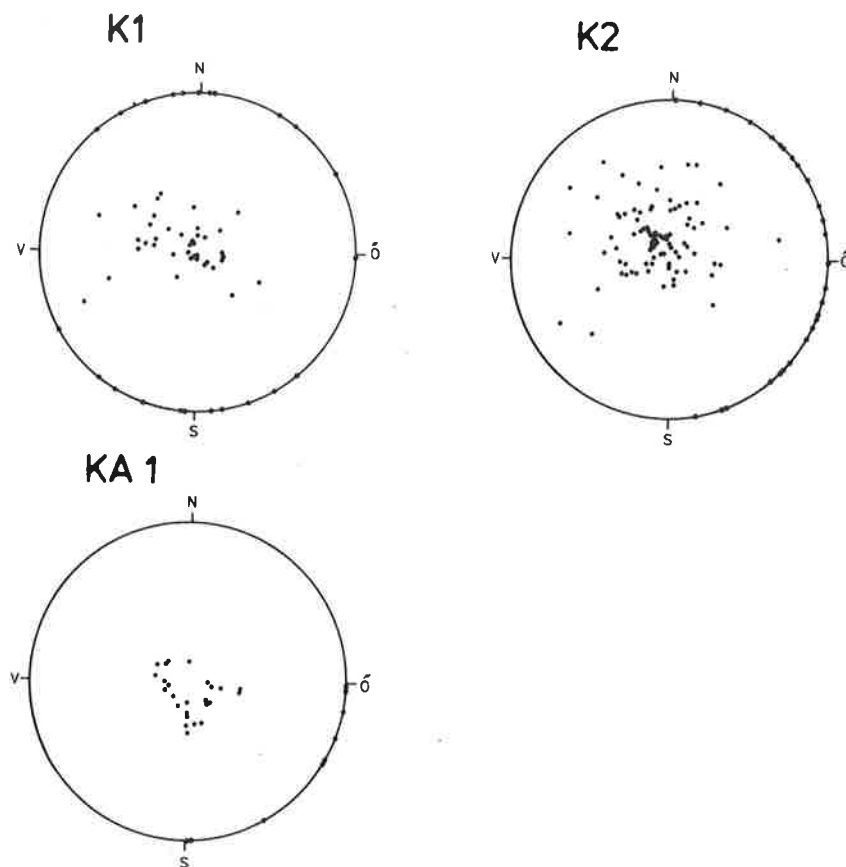


Fig. 2

PUNKTDIAGRAM ÖVER SPRICKOR (TV-GRANSKNING)

Götemargranit borrhål K 1 och K 2

Kustgnejs borrhål KA 1

Sprickplanens normal projicerad på undre hemisfären

POINT DIAGRAM OF FRACTURES (TV-INSPECTION)

Götemargranite borehole K 1 and K 2

"Kustgnejs" borehole KA 1

The normal of fracture planes projected on the lower hemisphere

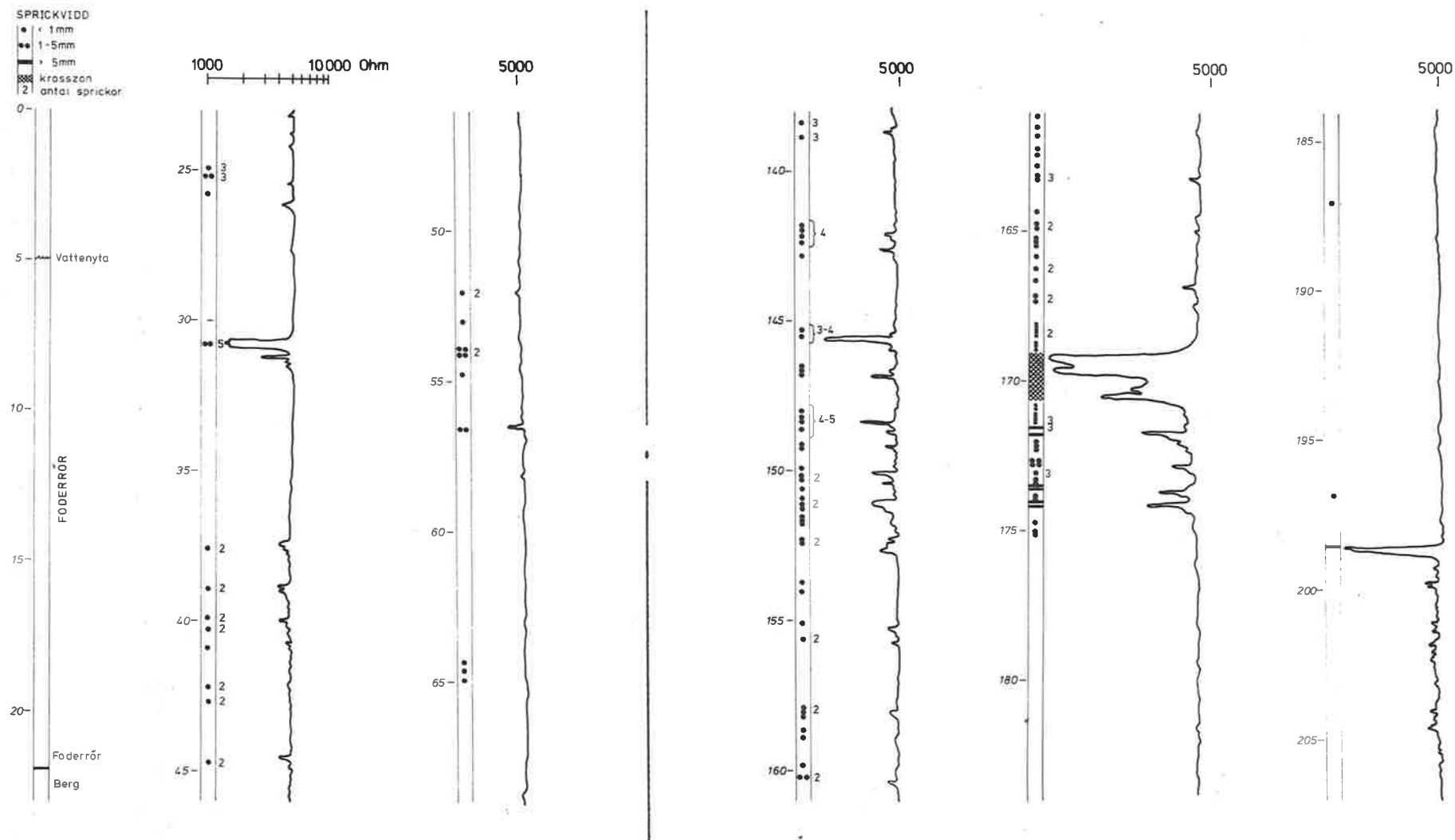


Fig. 3 och 4

TV-GRANSKNING OCH DIFF. PUNKTRESISTANS
Borrhål K 1

TV-INSPECTION AND DIFF. POINTRESISTANCE
Borehole K 1

Fig. 5 och 6

BORRHÄLSMÄTNINGAR (BORRHÄL K 1)
WELL LOGS (BOREHOLE K 1, DEPTH BENEATH THE SURFACE IN METRES)

Sprickfrekvens (fracture frequency)
Antal sprickor/ 5 m (Observed fractures/5 m)

Sprickighet (fracturing)
A, B, C, D tolkad med hjälp av diff. resistans och TV-granskning (KBS Teknisk rapport nr 61)

A, B, C, D interpreted fractures (TV and diff. res.)
KBS Technical report no 61.

Sprickzoner (fracture zones)
Geofysiskt framtolkade sprickzoner
I, II, III, IV och V (KBS Teknisk rapport nr 61).

Fracture zones indicated by geophysics.
I, II, III, IV and V (KBS Technical report no 61).

Permeabilitet (hydraulic connection)

Borrhålsvätskans resistivitet (resistivity of the boreholefluid)

SP (self potential)

Punktresistans (pointresistance)

Resistivitet (resistivity)
Normal konfiguration
Normal array

Konfiguration (array) — 1,6 m, --- 5 m and 16 m.

Resistivitet (resistivity)
Lateral konfiguration
Lateral array
Konfiguration (array) — 1,65 m, --- 5,15 m and 16,8 m.

IP (induced polarization)

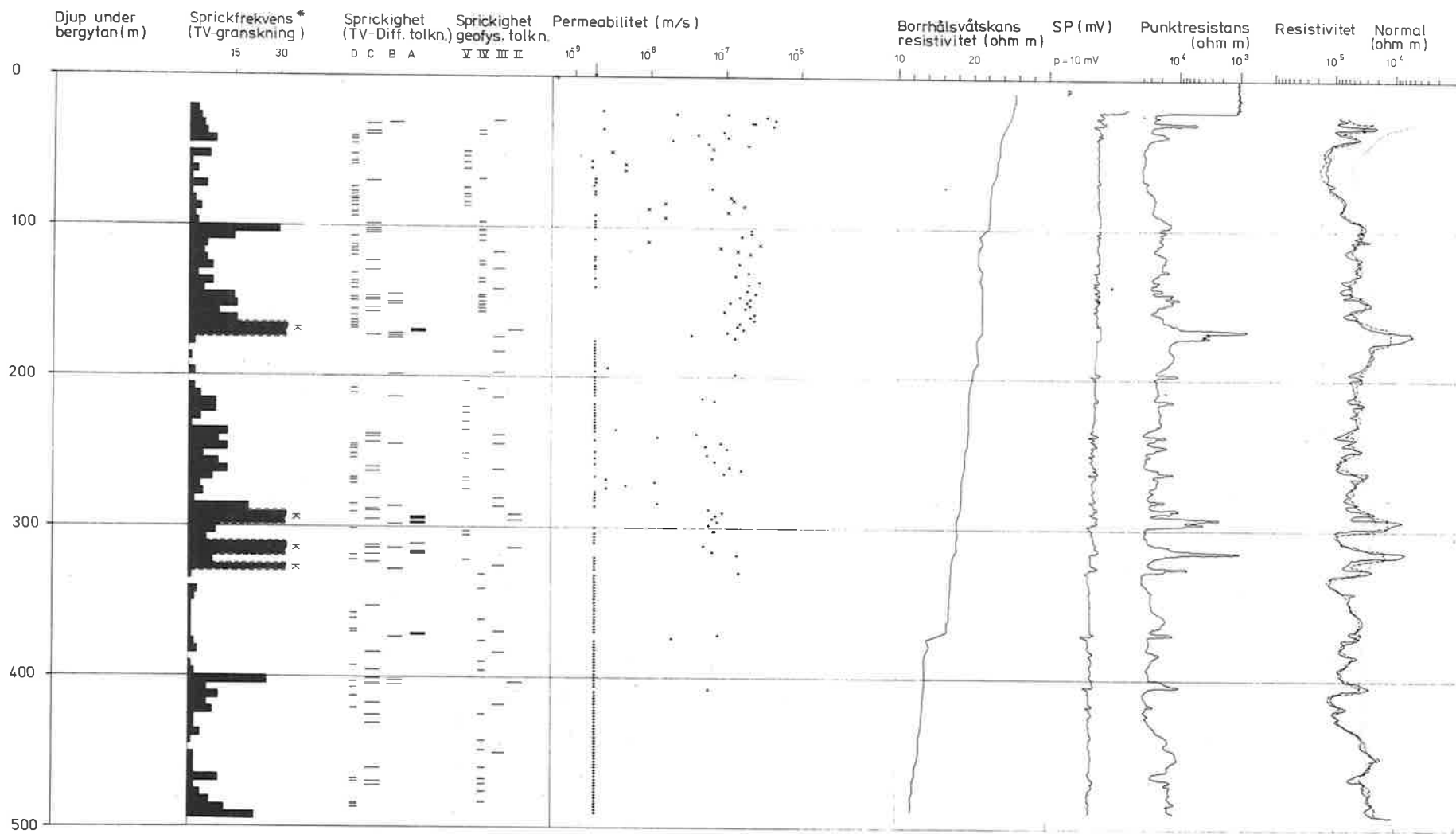
Naturlig gamma (natural gamma)
 μ Roentgen/hour

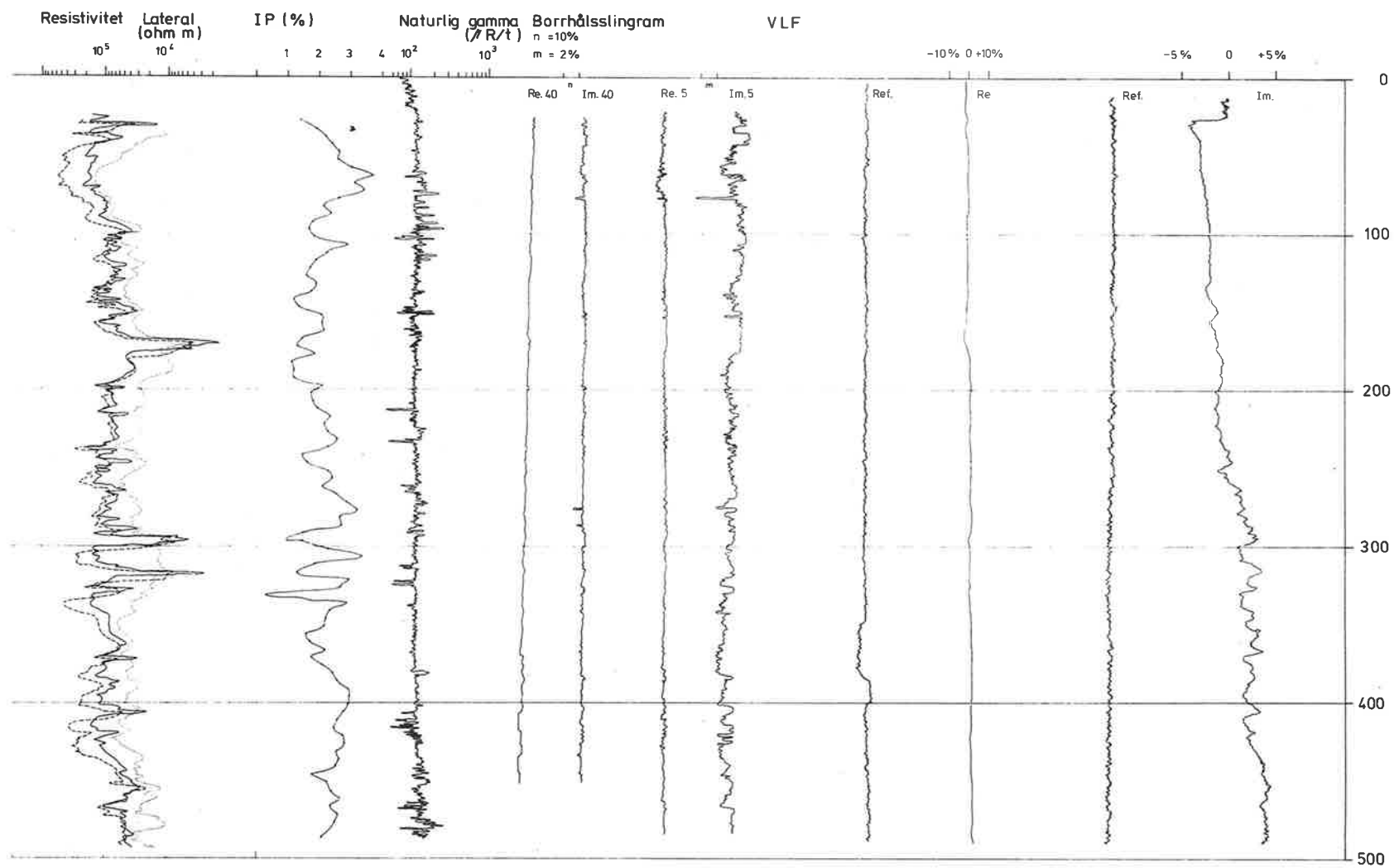
Slingram (induction tool)
40 m avstånd mellan sändaren och mottagaren.
40 m distance between transmitter and receiver.

Slingram (induction tool)
5 m avstånd mellan sändaren och mottagaren.
5 m distance between transmitter and receiver.

VLF
Reell komponent (real component)

VLF
Imaginär komponent (imaginary component)





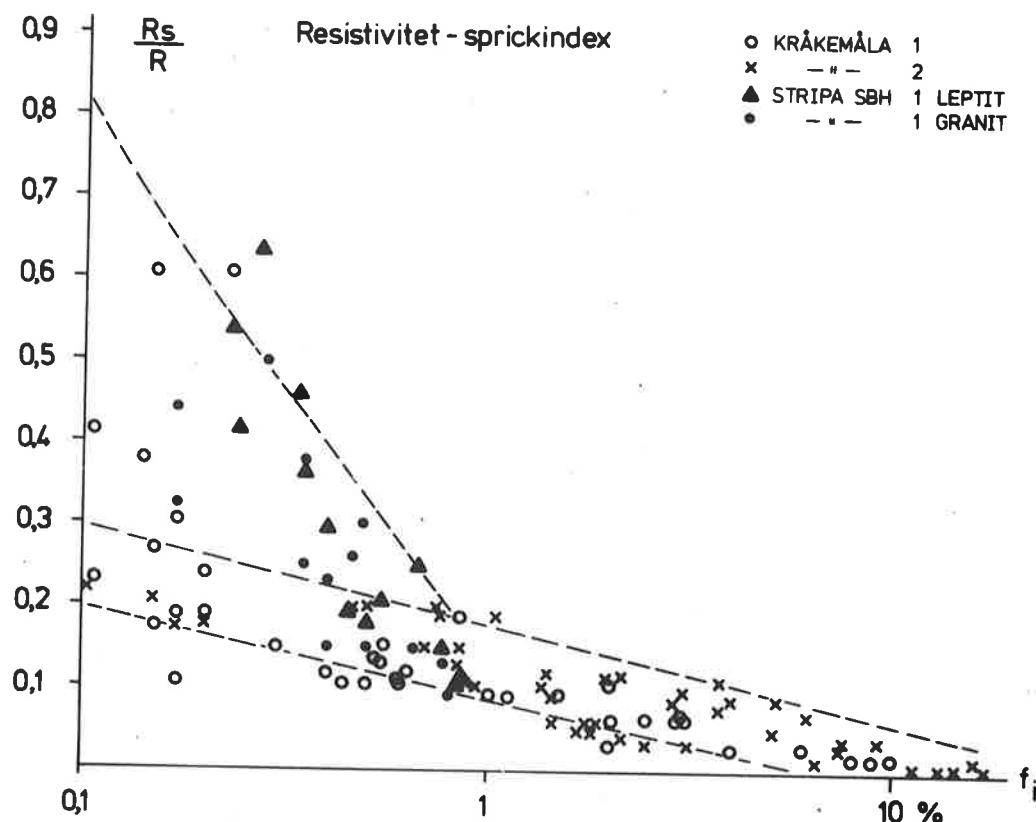


Fig. 7

RESISTIVITET - SPRICKINDEX (f_i)

R_s/R : Sprickzonens beräknade resistivitet normerad mot resistiviteten för borrhålets sprickfattigaste område.

Sprickindex (f_i): Sammanlagda bredden (TV-granskning) av alla sprickor inom en sprickzon dividerad med sprickzonens bredd.

RESISTIVITY - FRACTURE INDEX (f_i)

R_s : Resistivity of fracture zones

R : Resistivity of the most homogenous and low fractured section of the borehole.

Fracture index (f_i): The sum of the widths estimated by TV-inspection, of all fractures in the fracture zone divided by the total width of the fracture zone.

Götemargranit borrhål K 1

Götemargranite borehole K 1

Götemargranit borrhål K 2

Götemargranite borehole K 2

Leptit borrhål Stripa SBH 1

Leptite borehole Stripa SBH 1

Granit borrhål Stripa SBH 1

Granite borehole Stripa SBH 1

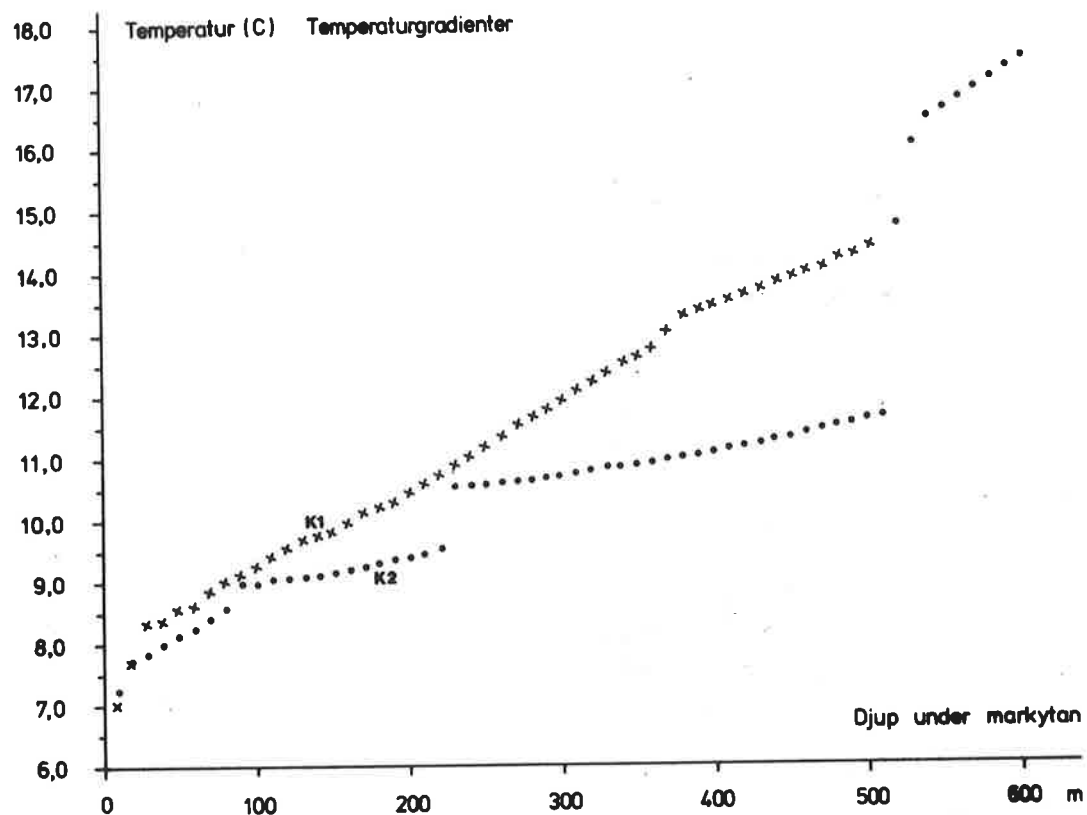


Fig. 8

TEMPERATURGRADIENTER
Götemargranit borrhål K 1 och K 2.

TEMPERATURE - DEPTH BENEATH THE SURFACE
Götemargranite borehole K 1 och K 2.

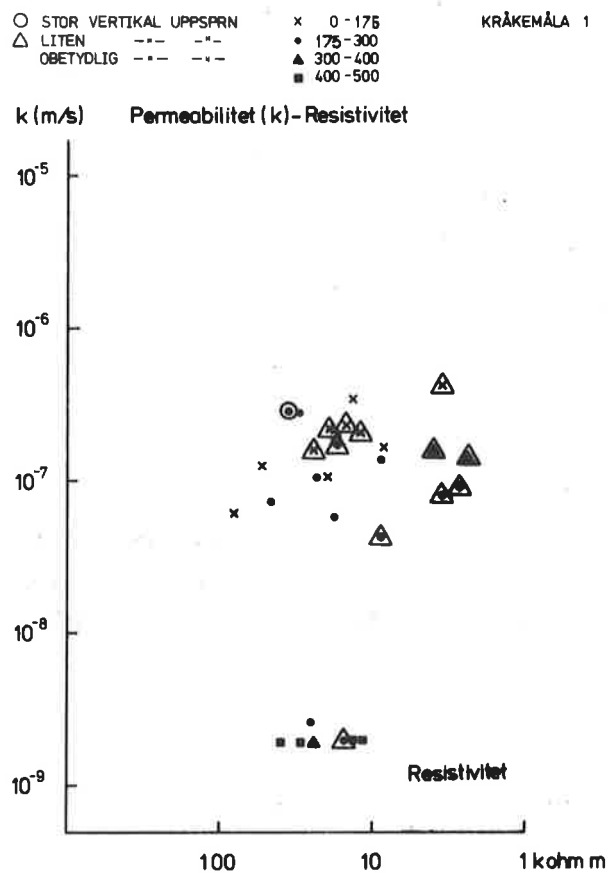


Fig. 9

PERMEABILITET - RESISTIVITET (BORRHÅL K 1)

- Stor uppsprickning längs borrhålet
 △ liten "- "-
 obetydlig "- "-
 × 0 - 175, • 175 - 300, ▲ 300 - 400 och ■ 400 - 500 m under
 markytan

PERMEABILITY - RESISTIVITY (BOREHOLE K 1)

- high fracturing along the borehole
 △ low "- "-
 insignificant "- "-
 × 0 - 175, • 175 - 300, ▲ 300 - 400 and ■ 400 - 500 m depth
 beneath the surface

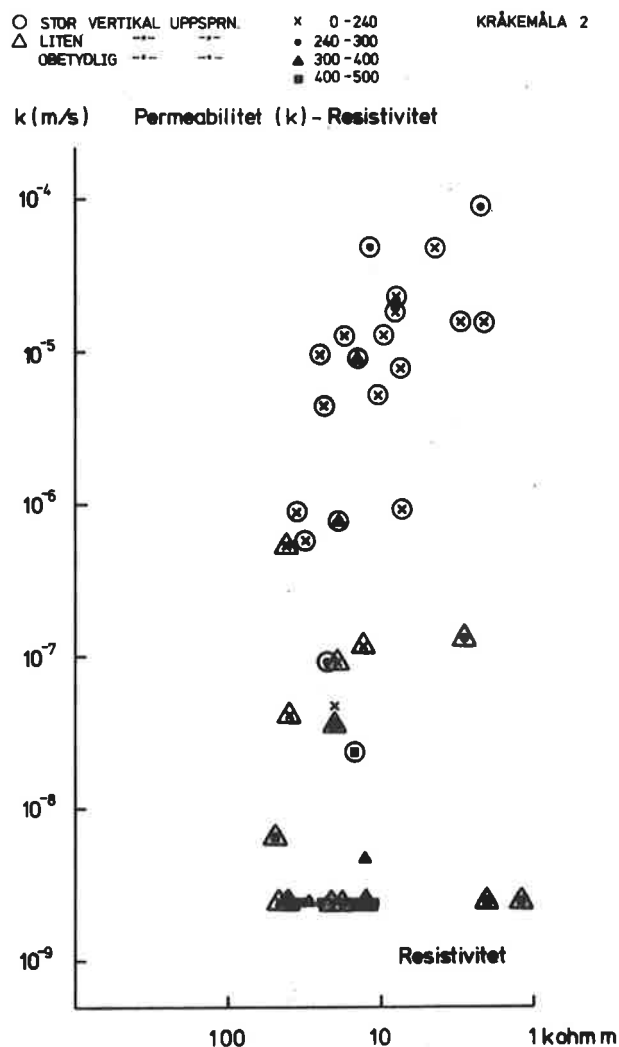


Fig. 10

PERMEABILITET - RESISTIVITET (BORRHÄL K 2)

○ Stor uppsprickning längs borrhålet

△ liten "- "-

obetydlig "- "-

× 0 - 240, • 240 - 300, ▲ 300 - 400 and ■ 400 - 500 m under markytan.

PERMEABILITY - RESISTIVITY

○ high fracturing along the borehole

△ low "- "-

insignificant "- "-

× 0 - 240, • 240 - 300, ▲ 300 - 400 and ■ 400 - 500 m depth beneath the surface.

PERMEABILITETSPROVNING AV GRANITEN I STRIPA GRUVA

Permeability test of the granite in Stripa Mine

Tekn. dr Håkan Stille och civ.ing. Lars Lundström,
Hagconsult AB, Stockholm

På uppdrag av Kärnbränslesäkerhet, KBS, utförde Hagconsult AB en undersökning av permeabilitetsegenskaperna och effektiva porositeten hos graniten i Stripa gruva genom in situ mätningar vid en iordningställd provstation på 360 m djup. Arbetena utfördes under 1977 och har tidigare i detalj redovisats av Lundström och Stille (1977).

1. Provstationens utformning

Vattenströmning i en granitisk bergmassa sker i dess spricksystem. Detta innebär att sprickornas geometri, orientering, råhet, vidd, sprickfyllnad och utsträckning är viktiga faktorer vid analys av vattenflödet i bergmassan.

De mycket komplicerade mekaniska- och fysikaliska samband som styr vattenflödet framgår av följande:

- temperaturändringar påverkar de effektiva spänningarna i bergmassan samt vattnets kinematiska viskositet,
- spänningsändringarna innebär en ändring av sprickvidderna,
- vattenflödet i en spricka beror på den effektiva spricköppningen och vattnets viskositet,
- vattenflödet genom bergmassan beror på flödet i enskilda sprickor samt på sprickkaraktistiken.

Provstationen utformades därför med hänsyn till följande:

- möjlighet att mäta flödet för olika gradienter och totala vattentryck,
- möjlighet att mäta flödet för olika temperaturer i bergmassan,

- avståndet mellan vattenförande sprickor skulle vara litet i förhållande till mätområdets längd,
- väl definierade gränsvillkor,
- lätt att analysera.

För att uppfylla dessa önskemål så långt som möjligt iordningställdes två provplatser med följande utformning. På dessa platser, 12 m ifrån varandra, borrades till 10 m djup 16 st vertikala kranshål, $\varnothing$ 76 mm, i en cirkel med 3 m diameter och ett grovhål $\varnothing$ 300 mm i cirkelns centrum, se Fig. 1.

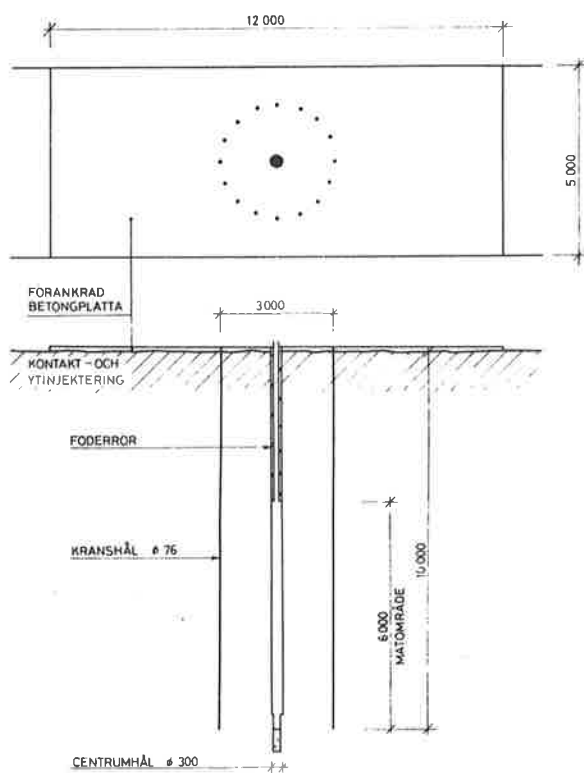


Fig. 1. Provplatsens utformning.
Layout of each test place.

För detaljutformning av provplatserna undersöktes de geologiska förutsättningarna genom kartering av bergkärnor från diamantboring och TV-inspektion av borrhål.

Berggrunden i orten och vid provplatserna är enhetlig och utgörs huvudsakligen av en grovkornig granit med flera olika spricksystem. Flacka och medelbranta kloritfyllda sprickor (stupning $<50^\circ$) dominerar. Sprickorna är mestadels jämnt fördelade längs borrhålen med en frekvens av ca 5-10 sprickor per meter. De är läkta,

främst genom kloritfyllnad, eller slutna. Med hänsyn till bergmassans likartade anisotropi inom vardera provplatsen bedömdes platserna väl lämpade för de planerade fältförsöken.

På Fig. 2 har de öppna sprickorna inritats på en stereografisk projektion.

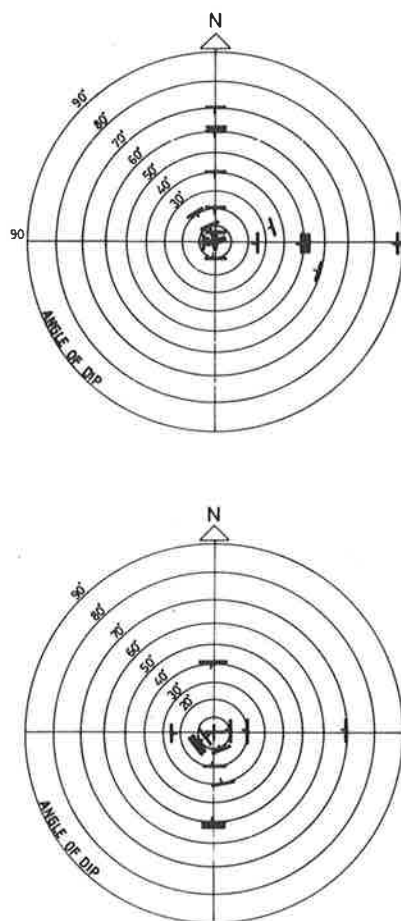


Fig. 2. Öppna sprickor.
Open fractures (tangential point on the lower half-sphere, stereographic projection).

2. Vattenförlustmätningar av enskilda borrhål

För kontroll av vattengenomsläppligheten hos bergmassan utfördes konventionella vattenförlustmätningar i enskilda borrhål vid varje testplats.

Vattenförlustmätning utfördes dels med enkelmanschett i varje kranshål, dels med dubbelmanschett i fyra hål. Dessa fyra hål fördelas jämnt runt kransen där enkelmanschettmätningen givit relativt höga vattenförluster. Båda utrustningarna har hydrauliskt manövrerade manschetter.

En speciell utrustning tillverkades för uppmätning av mycket små

vattenflöden. Apparaten består av en kolv i en sluten cylinder där kolvrörelsen utgör ett mått på vattenflödet. Rörelsen överförs elektriskt via en potentiometer till en x-y-skrivare.

Vattenförlustmätningarna med enkelmanschett utfördes vid ett vattentryck av 300 och 900 kPa med en trycklängd av ca 8 m. Efter stabilisering uppmättes vattenförlusten under 15 minuter.

Vid mätningar med dubbelmanschett var trycklängden 1 m (= avståndet mellan manschetterna). Mätningarna utfördes våningsvis i varje utvalt hål från 2 m under bergytan ned till hålets botten. Trycken på varje nivå var 300, 600, 900, 600 och 300 kPa. För varje steg mättes vattenförlusterna under 3 minuter.

I samband med mätningarna registrerades endast ett fåtal större vattenförbindelser till närliggande hål. Centrumhål och alla kranshål var under mätningarna vattenfyllda och öppna.

Den plana strömningen kan lösas grafiskt genom uppritande av ström- och ekvipotentiallinjer. På Fig. 3 har ett strömlinjenät uppritats för den plana strömning som uppkommer kring ett kranshål vid vattenförlustmätningar.

Bergmassans permeabilitet kan då beräknas ur uppmätt flöde enligt följande ekvation

$$k_m = \frac{q_1}{h} \cdot \frac{n}{m} \cdot \frac{1}{L} \quad (1)$$

där m är antal strömkanaler och n är antal rutor i strömriktningen mellan två punkter med skillnader i stighöjd h (m).

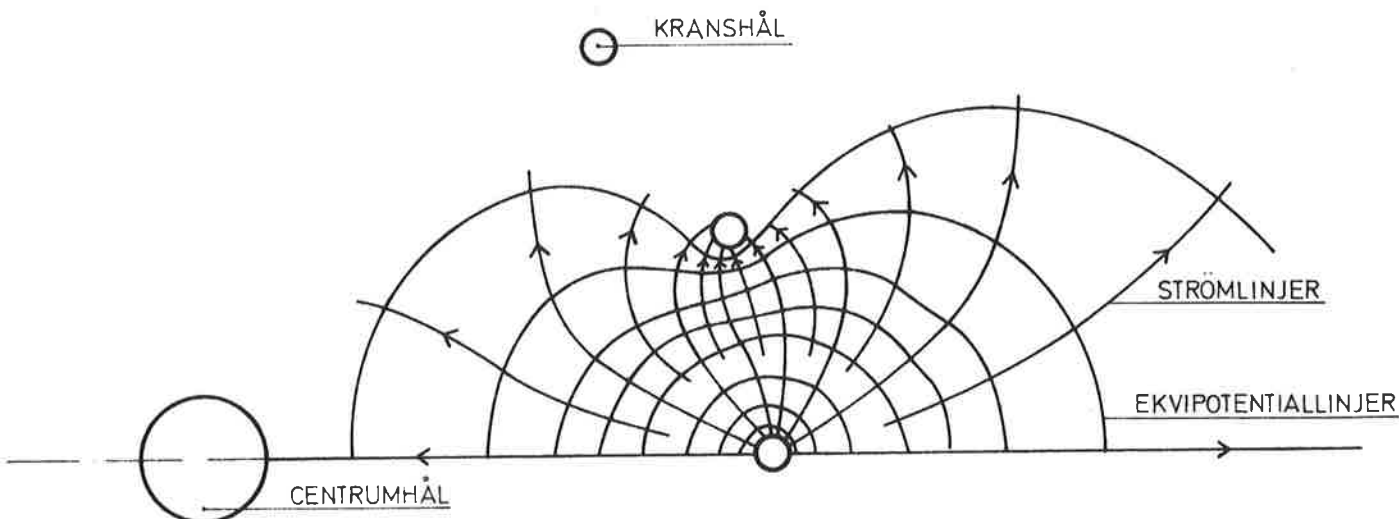


Fig. 3. Strömlinjenät kring ett av kranshålen.
Flow network at plan flow from one of the ring holes.

Den sfäriska radiella strömningen från borrhålets ändtor kan approximativt beräknas enligt nedanstående ekvation

$$Z = h_0 + \frac{k}{k_m} \cdot \frac{q_2}{4\pi} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right) \quad (2)$$

där Z är vattnets stighöjd (m) vid avstånd R (m) ifrån rörändans nivå och läge, r är rörets radie (m) och h_0 är trycket i röret uttryckt i meter vattenpelare över ändtan.

Genom att kombinera ekvation (1) och (2) med antagandet att det totala observerade flödet är lika med utflödet dels vid ändarna, dels på mittsträckan kan bergmassans permeabilitet bestämmas från vattenförlustmätningar.

Med insättande av gränsvillkor kan ekvation (1) och (2) tecknas

$$q_1 = k_m \cdot 4\pi \cdot p \cdot r$$

$$q_2 = k_m \cdot p \cdot \frac{m}{n} \cdot L$$

$$\text{och} \quad 2 \cdot q_1 + q_2 = q \quad (3)$$

där p är manometertrycket uttryckt i meter vattenpelare mätt från golvnivån och q är det observerade flödet och $R \gg r$.

Resultaten från analysen av bergmassans permeabilitet från vattenförlustmätningarna beräknad med de olika analysmetoderna och gränsvillkor framgår av Tab. I.

Tab. I.

a) Medelvärden från enkelmanschettmätningar

Provplats 1		Provplats 2	
p	k_m	p	k_m
300 kPa	$0,96 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	300 kPa	$0,51 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
900 kPa	$0,88 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	900 kPa	$0,55 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

b) Jämförelse mellan enkelmanschettmätningar och medelvärden av dubbelmanschettmätningar av enskilda borrhål

Provplats 1			Provplats 2		
Borrhål	Dubbelmanschett	Enkelmanschett	Borrhål	Dubbelmanschett	Enkelmanschett
1	$3,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	$2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	3	$1,6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	$0,57 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
4	1,3	0,20	5	2,7	2,6
8	0,87	0,34	13	1,7	0,7
14	3,3	2,6	16	1,5	0,7

Vid jämförelse mellan medelvärdet på permeabiliteten från dubbelmanschettsmätningarna och motsvarande permeabilitetsvärden för enkelmanschettsprovningen framgår att de förstnämnda värdena alla är större och upp till 7 ggr större. Detta innebär att ändeffekterna är av betydelse och större än beräknade och måste speciellt studeras och beaktas vid dubbelmanschettryckningar.

3. Permeabilitetsprovning av bergmassan

För att bestämma bergets permeabilitet, uppmättes vattenflödet från kranshålen till centrumhålet vid ett visst pålagt övertryck i kranshålen dels med och dels utan mottryck i centrumhålet, se Fig. 4. Genom att variera tryckdifferensen mellan kranshål och centrumhål vid olika mottryck i centrumhålet kunde vattenflödets beroende av effektivtrycket även studeras. Tre olika mottryck applicerades; 0, 160 och 460 kPa. Tryckdifferenserna var 15, 30, 100 och 500 kPa.

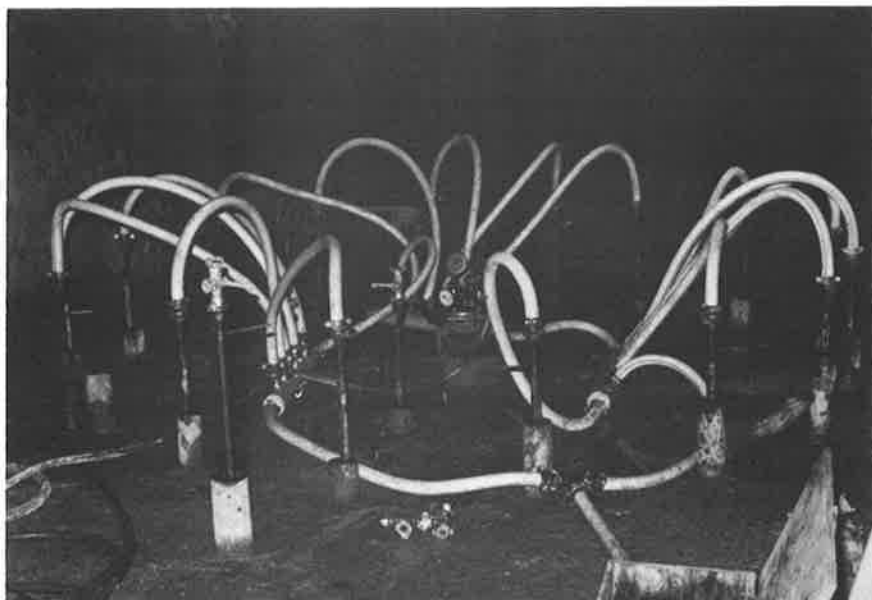


Fig. 4. Foto av provplats 1
Photo of test site 1

Till skillnad från vattenförlustmätningarna skedde permeabilitetsförsöken under bättre kontrollerade förhållanden speciellt med avseende på gränsvillkor.

Genom att utföra provningarna med ett konstant högre tryck i kranshålen och bara mäta den uttrinnande vattenmängden från centrumhålet, eliminerades flera av de invändningar som kan resas mot vattenförlustmätningar i borrhål. Sålunda erhöles vid permeabilitetsprovningarna väl definierade gränsvillkor samt okänslighet för vattenläckage i tilloppsledningarna eller runt manschetterna i kranshålen.

Den plana axialsymmetriska strömningen kan tecknas med ekvationen

$$Z = h_0 + \frac{1}{k_m} \cdot \frac{q}{2\pi \cdot L} \cdot \ln \frac{R}{r} \quad (4)$$

och där L är mätvåningens längd (m).

För beräkning av permeabiliteten kan ekvation (4) användas.

Genom insättande av gränsvillkoren $R = 1,5$, $r = 0,15$ och $Z - h_0 = p$, (tryckdifferensen mellan centrumhål och kranshål) erhålls följande ekvation

$$q = 2,7 \cdot k_m \cdot p_1 \cdot L \quad (4a)$$

Vattenförlusterna genom centrumrörets botten kan uppskattas genom användande av ekvation (2) och utgör ca 10 % av det plana flödet.

För att studera permeabilitetens temperaturberoende uppvärmdes provplats 1 till ca 35°C genom att i ett slutet system cirkulera varmvatten genom krans- och centrumhål. Vattenflödesmätningarna efter uppvärmning utfördes med nolltryck i centrumhålet och vid 100 kPa respektive 500 kPa i kranshålen.

Vid nolltryck i centrumhålet synes bergmassans permeabilitet vara nära på oberoende av tryckgradienten såväl vid bergets normala temperatur (ca +10°C) som vid högre bergtemperatur (ca +36°C).

För normaltemperatur har detta permeabilitetsvärde beräknats till ca $0,4 \times 10^{-10}$ m/s. Värdet baserar sig på nio stycken enskilda provningar och är det samma för så väl provplats 1 som provplats 2. Jämför även Fig. 5 nedan.

För uppvärmt berg, temperatur ca +36°C, som undersökts vid provplats 1, erhöles en markant minskning av permeabiliteten till ca hälften, dvs. ca $0,2 \times 10^{-10}$ m/s. Samtidigt har den kinematiska viskositeten minskat till ungefär det halva värdet, vilket skulle innebära ca 4 gångers minskning av permeabiliteten genom uppvärmning från +10 till +36°C om vattentemperaturen skulle vara konstant ca +10°C.

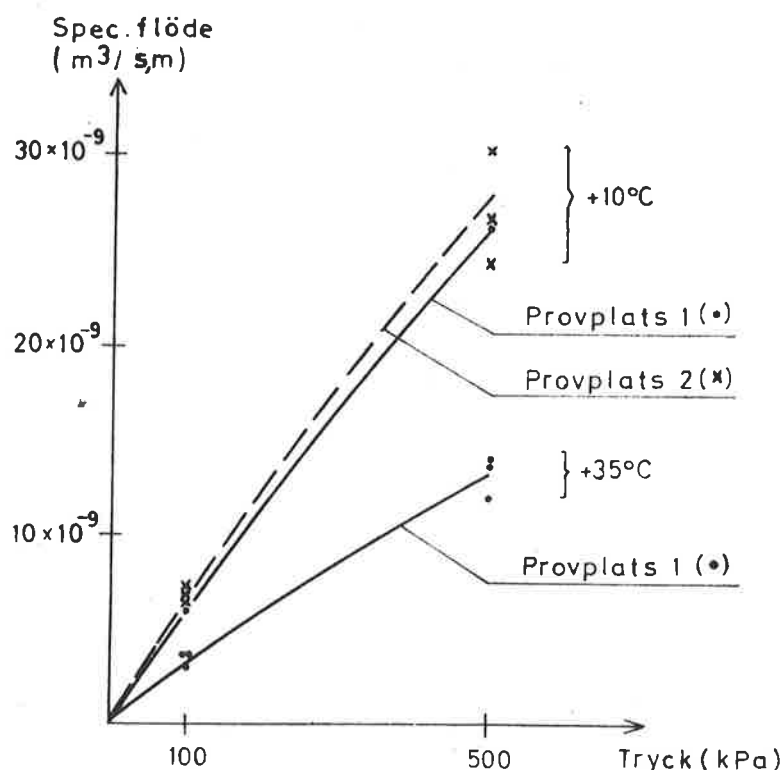


Fig. 5. Vattenflöde som funktion av tryckgradient vid två olika bergtemperaturer.
Water flow as a function of the applied pressure.

4. Porositet

Bestämningen av bergmassans effektiva sprickvolym utfördes med spårämnesteknik. Som spårämne valdes Amidorhodamin-G, ett fluorescerande färgämne. Kranshålens vatten "märktes" med spårämnet och därefter togs prover i centrumhålet för analys. Härigenom kan tiden bestämmas för vattnet att rinna från kranshålen till centrumhålet. Ur detta resultat kan sedan den effektiva sprickvolymen beräknas.

Försöket inleddes med renspolning av centrumhål och samtliga kranshål. Därefter tillsattes en lösning av spårämnet till kranshålens vatten, så att koncentrationen blev ca 100 ppm.

Provtagning i centrumhålet skedde 1 gång per timme i 49 timmar efter tillsats av spårämne. Därefter gjordes ett uppehåll på 12 timmar varefter ytterligare prover togs, med längre tidsintervall fram till ca 450 timmar efter starten.

Samtliga prover har analyserats på SGU's geokemiska laboratorium med en fluorescensspektroformeter. Denna registrerar fluorescensintensiteten som funktion av emissionsvåglängden. Genom analys av lösningar med kända koncentrationer kunde sambandet mellan fluorescensintensiteten och koncentrationen beräknas.

En approximativ metod att beräkna porositeten är att utgå från medelrestiden vattnet har från kranshål till centrumhål. Denna är ca 56 timmar för försöket, se Fig. 6.

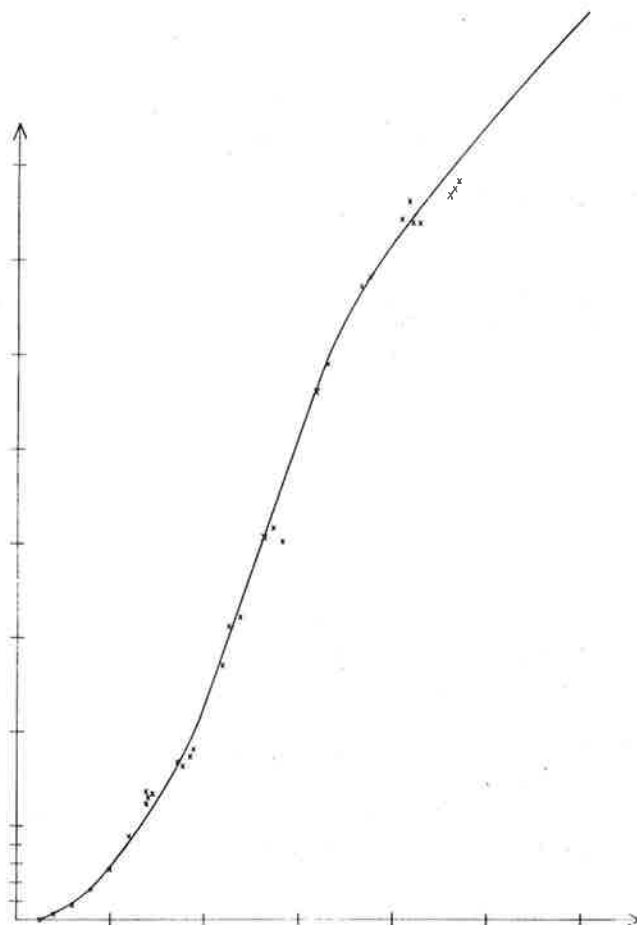


Fig. 6. Spårämneskoncentration i centrumhålet som funktion av tiden.
Tracer substance concentration in the centre hole in per cent of the initial concentration in the ring hole as a function of flow time.

Porositeten, n , beror på restiden, t_0 , enligt följande samband

$$n = \frac{t_0 \cdot q \cdot 2}{2\pi \cdot L \cdot R^2} \quad (5)$$

dvs. om $t_0 = 56$ timmar, $q = 90$ ml/h, $L = 6$ m, $R = 1,5$ m
blir $n = 1,3 \cdot 10^{-4}$.

5. Sammanfattning

Permeabilitetsbestämning från vattenförlustmätningar med enkel-manschett ger ett värde på bergmassans permeabilitet på $0,9 \cdot 10^{-9}$ m/s för provplats 1 och $0,5 \cdot 10^{-9}$ m/s för provplats 2.

Mätningarna med dubbelmanschett visar att endast enstaka mätstäl-len om 1 m längd är helt täta och vattenförlusterna visar en re-lativt jämn variation av flödet utefter borrhålen, varför ett an-tagande om ett poröst kontinuerligt medium för analys av permea-bilitetsförsöken synes motiverat. Detta stämmer även väl överens med den observerade geologiska strukturen.

Den storskaliga och bättre kontrollerade permeabilitetsprovningen gav ett värde på $0,4 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Denna stora skillnad medför att om bergmassans permeabilitet skall beräknas från vattenförlustmätningar måste dessa i detalj under-sökas för att ge relevanta värden.

SUMMARY

The granitic rock mass in a drift at 360 m level in the Stripa Mine has been investigated with regard to its permeability and effective fracture volume (porosity).

A number of vertical holes, 10 m deep, were drilled in the bot-tom of the drift on two test places, 12 m apart. Each test place contained 16 peripheral holes in a circle of 3 m diameter and one with a large diameter in the centre.

The permeability of the rock mass

was determined by application of a constant water pressure in all peripheral holes and measurement of the flow of water from the centre hole under stable conditions. The measurements were per-formed at normal rock mass temperature (abt. $+10^{\circ}\text{C}$) at both places and also at increased bedrock temperature (abt. $+35^{\circ}\text{C}$) at one test place. The rock mass was heated with warm water circu-lating in the holes. The following permeability values were ob-tained with unheated rock mass $0.4 \cdot 10^{-10}$ m/s and with heated rock mass $0.2 \cdot 10^{-10}$ m/s.

A conventional water loss test was made of each peripheral hole (ring hole), using both single and double packers. A comparison of the permeability values obtained with the packer tests and the large scale test shows that the water loss tests give 10 to 20 times higher values.

The effective pore volume of the rock mass

was determined by pressing water containing a tracer substance at constant pressure (500 kPa) from the ring holes and measuring the amount of tracer in the centre hole at evenly spaced time inter-vals.

By closely following the concentration increase of the tracer substance in the centre hole until the increase became constant, the effective pore volume of the rock mass, and thus its pore volume, could be determined. Amidorhodamine-G, a fluorescent compound, was used as tracer substance.

The effective pore volume was found to be abt. 5.4 l, equivalent to a porosity of 0.013 %.

BORRHÅLSAVVIKELSE OCH MÄTNING MED BORRHÅLSKAMERAN REFLEX-FOTOBOR

Borehole deviation
and measurement with the borehole camera REFLEX-FOTOBOR

Ingenjör Mats T Haglund, Malmberget

Några definitioner

Ett borrhål är användbart för sitt ändamål om läges-toleranserna är godtagbara.

Läget är ett absolut begrepp, som kan uttryckas t ex som koordinater i ett koordinatsystem.

Hållavvikelsen däremot är ett förhållande, som antingen anknyter till ett avsett läge eller till den tänkta förlängningen av påhuggsriktningen.

Ibland anger man avvikelser i procent av håldjupet, ett uttryckssätt som kan vara förvillande.

Exempel

Ett hål, som kröker en halv millimeter per meter, torde av de flesta uppfattas som ett rakt hål. Det avviker ju bara en halv promille.

I själva verket är det osedvanligt krokigt. Ty om det vore en kilometer djupt, vore avvikelserna nästan en halv kilometer - noga räknat 46 % - och vore det en och en halv kilometer djupt, skulle det ha avvikerat en hel kilometer. Dess slutriktning vore vinkelrät mot påhuggsriktningen.

Krökningen anges kanske bäst som en tänkt krökningsradie. I exemplet ovan är den 1000 meter. Vanligen är den större än 2500 meter. Avvikelsen bör anges polärt i meter och grader eller rektangulärt i meter.

Orsaker till krökningen

Krökningspåverkande faktorer kan vara regelmässiga, t ex maskinens rotationsriktning, varvtal och matningstryck. Hållutningen och förhållandet mellan kronans och stångens diameter är också av den arten.

Oregelmässiga faktorer är utsättningen och påhuggets utförande. Fundamentets beskaffenhet och sättet att avleda borrhvattnet kan ge uphov till avvikelse.

Bergets beskaffenhet förorsakar både regelmässiga och oregelmässiga avvikelser.

Borrarens skicklighet är betydelsefull för hålets kvalitet.

Hålmätningar

Diamantbergborrning är kostnadskrävande. Det är därför nödvändigt att mjölka ur mesta möjliga information från borrhälskärnor och geofysiska mätningar i hålet. Men informationerna har bara begränsat värde, om man inte känner hålets verkliga läge.

Till att börja med måste hålets begynnelsevärden bestämmas. Det enda korrekta sättet - att syfta med teodolit in i hålet - används knappast alls.

Efter att ha skaffat sig noggrann kännedom om begynnelsevärdena kan det vara meningsfullt att låta mäta hålet helt eller delvis. Den svenska borrhålskameran Reflex-Fotobor har visat sig tillförlitlig.

Borrhålskameran

Kameran med sina motiv är innesluten i ett långt stålrör, fig 1.

Motiven är dels ljusreflekterande ringar framför objektivet dels ett ringformigt vattenpass omkring detta. Vattenpasset kan fotograferas med hjälp av en ringformig lins mellan objektivet och filmen, fig 2.

En elektronisk styrenhet ger automatiskt en exponering i minuten.

Styrrör framför och bakom kameran bidrar till att objektivet och ringarnas medelpunkter följer samma kontinuerliga kurva under nedsänkningen i hålet.

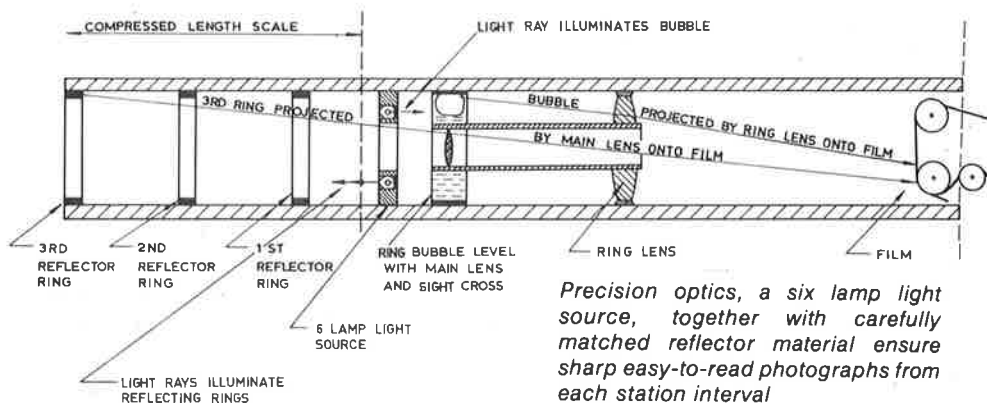
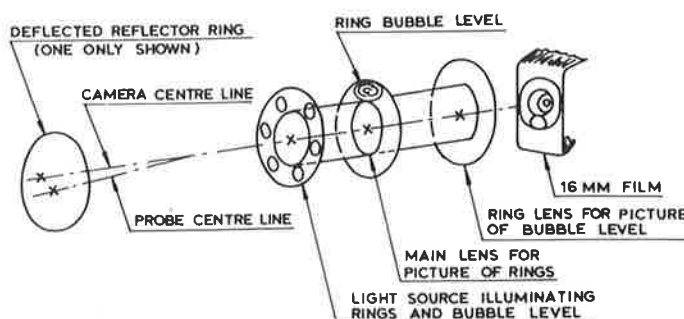


Fig 1. Precisionsoptik, ljus från sex lampor tillsammans med reflexmaterial avpassat för skillnaderna i fotograferingsavstånd ger skarpa, lättlästa bilder från varje mätställe. (Ur Atlas Copcos broschyr)

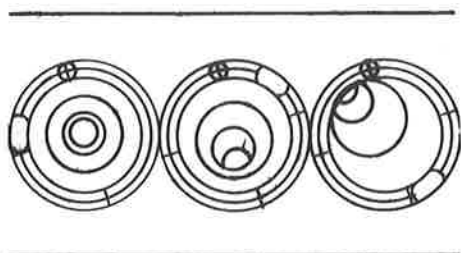
Fig 2. Två objektiv, ett ringsformat vattenpass, en ljuskälla, tre reflexringar och vanlig svart-vit film bildar det fotografiska systemet i kameran. (Ur Atlas Copcos broschyr)



Two lenses, a ring bubble level, a light source, three reflector rings, and standard 16 mm film make up the optical system of the R-F DDI camera

Filmbilden

På bilden syns reflexringarna på 3, 6 och 9 metera fotograferingsavstånd samt vattenpasset med bubblan, referensmedia och index, fig 3.



Vänstra bilden visar ett rakt hål, mellersta en avböjning nedåt till höger och den högra nedåt-böjning av hålet. The left picture shows a straight hole, the middle one shows deviation down to the right, and the right picture shows deviation straight down.

Mätningsteknik

Mätning sker genom att skjuta in kameran i hålet i form av en vanlig rördragnings med ett rör i minuten. Protokoll förs över tid och djup.

Mätningstiden för ett trehundra meter djupt hål brukar vara en och en halv till två timmar från det kameran togs ur sin transportlåda tills den åter ligger i lådan.

Utvärderingsteknik

I en projektor förstöras bilden, så att en millimeter motsvarar en hundra delar grad. Avläsningsnoggrannheten är ungefär två tusendels grad.

Reflexringarnas lägen matas in i en skrivande kalkylator, som omedelbart skriver ut en motsägelse, vilken beräknats ur överbestämningar i mätningen. Ett grovt avläsningsfel avslöjas därför genast.

Motsägelserna ger en god uppfattning om mätningens tillförlitlighet.

Kalkylatorn skriver ut punktkoordinaterna samt lutning och riktning till nästa punkt.

Utvärderingstiden är ungefär en minut per bild. Ett trehundrametershål brukar ta en till två timmar att utvärdera.

Mätfel, kamerafel och utvärderingsfel

Uppkommande fel kan bero på:

- 1) Spelet mellan kamerarör och borrhålsväggar, i regel en millimeter.
Felet elimineras nästan helt med styrrör framför och bakom kameran.
- 2) Krokiga kamerarör.
Felet elimineras genom att vrida rörsträngen med kameran t ex 120 grader mellan mätpunkterna.
- 3) Centreringsfel hos reflexringarna.
Felen elimineras genom vridning av rören.
- 4) Centreringsfel hos objektiv och vattenpass.
Felen elimineras i beräkningen genom att endast vinkeldifferenser förekommer.
- 5) Avläsningsfel i utvärderingen.
Felen är oregelmässiga och brukar genomsnittligt uppgå till några tusendels grader. De kan minimeras genom utjämningsberäkning.

Maximalfel och medelfel

Om inga åtgärder vidtagas mot felkällorna, kan den ogynnsammaste kombinationen av krokiga rör, centreringsfel och glapp mellan kamera och hål ge ett teoretiskt största fel av en meter per åtthundra meters håldjup. Felet växer med kvadraten på djupet.

Medelfelet är beroende av glappet mellan kamera och hål och växer med potensen 1,5 mot djupet. Med det vanliga glappet, en millimeter, är medelfelet för ett trehundrametershål $\pm 0,26$ m.

Kamerans användbarhet

Mätförmågan påverkas inte av yttre förhållanden eller av hållutning. Vertikala hål fordrar en speciell utförandeform.

Mätdjupet begränsas samolikt av borrar-maskinens prestanda.

Stripaprojektet

I Stripa borrades två diamanthåll för att bli utröna grundvattnets strömningsförhållanden. Eftersom felaktiga uppgifter om hållens lägen kunde påverka beräkningsresultatet var krökningsmätning nödvändig.

Håldimensionen var 76 mm och kameran centrerades därför i borrhör under mätningen. Glappet mellan kameran och hålväggarna blev 2,5 mm. En tolv meter lång kamera med dubbla styrrör på ömse sidor kom att användas.

Tabell 1 visar mätvärdenas spridning.

Tabell 1.
Differenser från aritmetiskt medium.

hål nr	mät- nings- antal	djup m	mät- ning nr	koordinater			lutning φ gon	riktning ψ gon
				x cm	y cm	z cm		
1	2	120	1	+ 2	- 5	- 3	-0,12	+0,12
			2	- 2	+ 5	+ 3	+0,12	-0,12
		234	1	+16	-27	-15	+0,06	+0,24
			2	-16	+27	+15	-0,06	-0,24
2	5	120	1	+ 4	+ 2	- 1	+0,12	-0,05
			2	- 4	+ 1	0	-0,08	-0,06
			3	- 8	- 6	+ 4	+0,19	+0,08
			4	+ 1	- 5	+ 4	-0,24	+0,16
			5	+ 7	+ 8	- 7	+0,01	-0,13
		204	2	- 4	+ 5	- 3	-0,11	-0,02
			3	-12	-15	+13	+0,12	+0,05
			4	+ 6	-13	+12	+0,14	-0,03
			5	+10	+23	-22	-0,15	0,00
		264	3	-17	-20	-17	+0,08	+0,10
			4	+ 9	-18	-15	+0,12	-0,06
			5	+ 8	+38	+32	-0,20	-0,04
		330	4	+ 6	-40	-10	+0,18	-0,07
			5	- 6	+40	+10	-0,18	+0,07

Etthundra hål

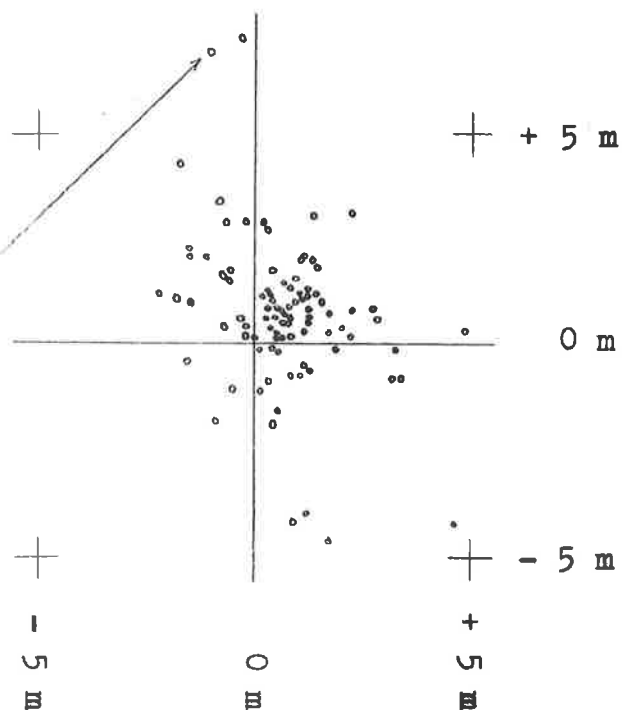
Av omkring etthundra hittills mätta hål har hälften avvikt till första kvadranten, en femtedel till andra, en tjugondel till tredje och en fjärdedel till den fjärde kvadranten.

Spridningen påminner om ett hagelskott från ett gevär med defekt pipa. Täckningen är dålig med många randhagel.

På 90 m håldjup är spridningen i djupled 12 m och i sidled 7 m, fig 4. Vid 180 m är motsvarande värden 34 och 20 m, fig 5.

Trettioåtta hål är djupare än 500 m, fig 6.

Fig 4.
 Etthundra hål vid
 90 m håldjup.
 One hundred holes
 at 90 m hole depth.



115 mm sänkborrhål (down the hole drilled)

Fig 5.
 Åttiosju hål vid
 180 m håldjup.
 Eightyseven holes
 at 180 m hole depth.

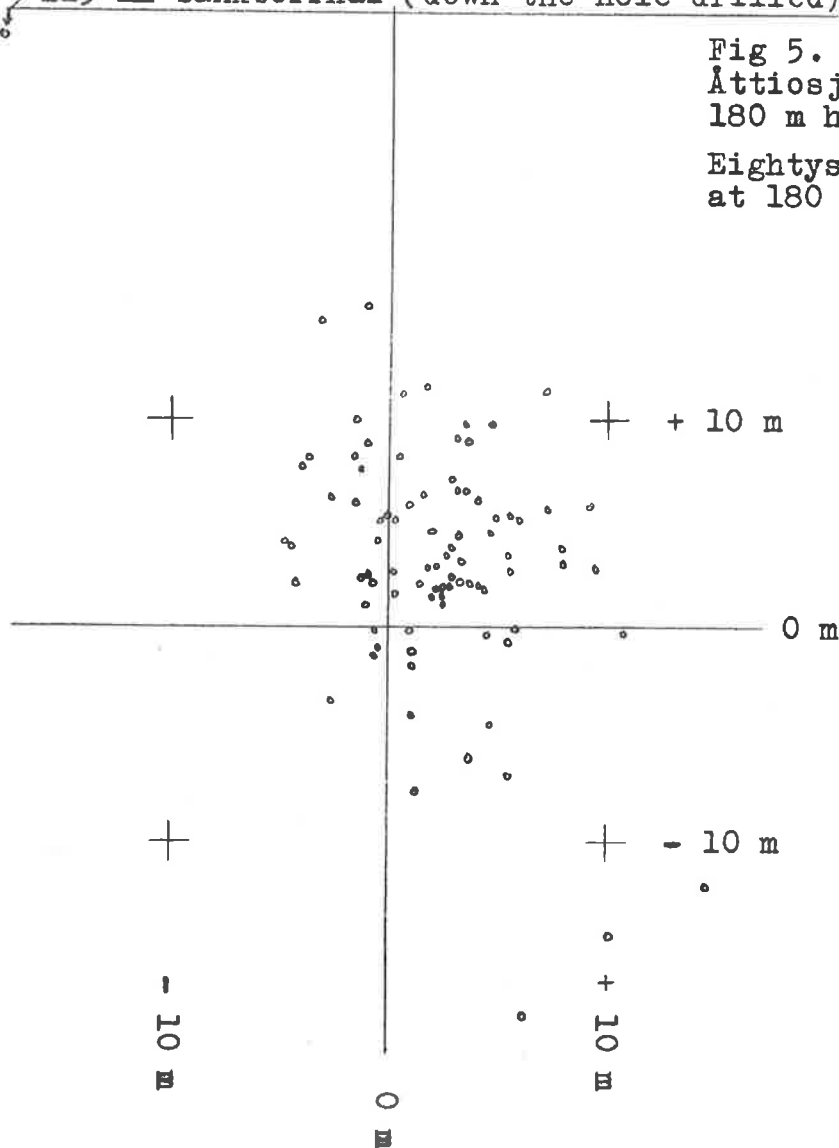
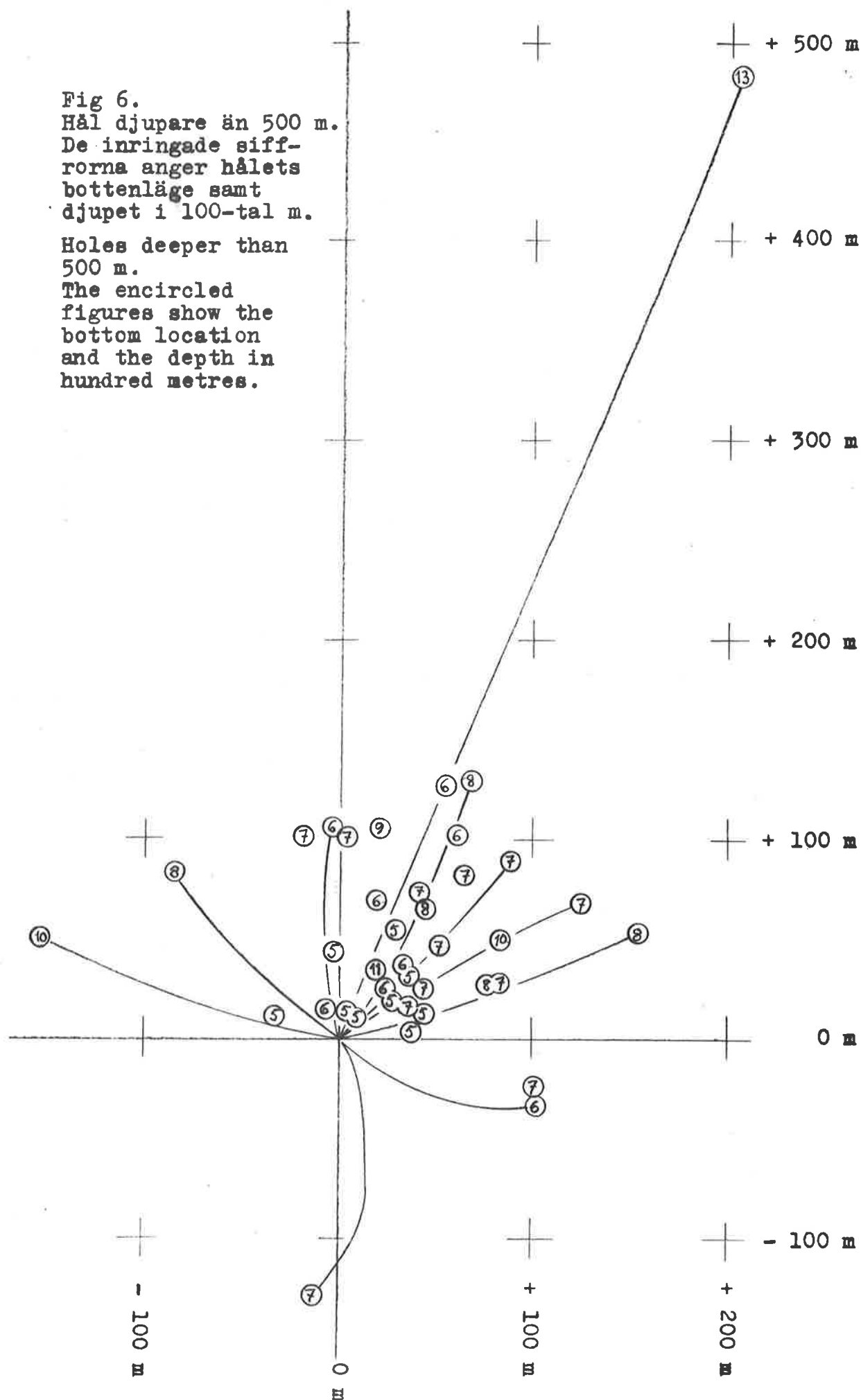


Fig 6.
Hål djupare än 500 m.
De inringade siffrorna anger hålets bottenläge samt djupet i 100-tal m.

Holes deeper than 500 m.

The encircled figures show the bottom location and the depth in hundred metres.



Några erfarenheter

Inmätningen

av hålets påhuggsdata är en genomgående underskattad svårighet - även av erfarna mätare. Ibland är aningslösheten total.

Håldiamaterns storlek

kan kanske påverka krökningen. Det har inte med borrhålskameran kunnat visas att grova hål är rakare än smala.

Vertikala hål

är krångliga att mäta.

Slagborrade hål

- även sänkborrade - är mycket krokigare än diamantborrade, kanske en tiopotens.

Tvärsnittet

är cirkulärt och dimensionsstabilt hos diamantborrhål. I slagborrade hål däremot, varierar formen medan diametern ofta minskar mot djupet. Då dessa hål dessutom förefaller att följa en spiralformad bana, blir den resulterande diametern över en sträcka av några meter ända till tio procent mindre än den nominella.

Grova hål

för luftnings-, dränerings- eller elkabeländamål kan bli onödigt kostsamma.

Om man vill undvika att borra hål efter hål utan att träffa målet, räcker ett försök om man diamantborrar ett pilothål, som inte är vertikalt och som mäts in med någon säker mätmetod samt därefter upprymms. Kaxavgången kan då också bli avsevärt underlättad.

Kostnader

Utgiften för borrhålsmätning är ungefär fem procent av borrhålskostnaden.

Som allt annat uppfattas detta som inte särskilt billigt. Det är emellertid för det mesta dyrare att låta bli.

Summary.

Diamond drilling is expensive but gives valuable information through cores and geophysical measurements in the holes.

As holes sometimes deviate randomly the value of informations might be limited if no measurement is undertaken to determine the hole location.

The borehole camera Reflex-Fotobor is a dependable instrument to get knowledge of the location of a hole in its entire length.

The camera was used in the Stripa project for nuclear waste deposition. Two diamond boreholes are used to investigate ground water circulation. It is necessary to know the location of the holes as accurate as possible to minimize errors in the calculations. One hole was measured twice and the other five times as the holes were deepened. Small differences between the measurements arose.

About one hundred holes have been measured in Sweden since 1974, some more than once.

TEMPERATURER OCH SPÄNNINGAR KRING UPPVÄRMT HÅLRUM I BERG - VÄRMEFÖRSÖK I STRIPA

Temperatures and stresses around a heated underground chamber - heater test in Stripa

Forskn ing Hans Carlsson, professor Ove Stephansson,
forskn ing Bengt Leijon, Avdelningen för bergmekanik,
Högskolan i Luleå, 951 87 Luleå

1 Introduktion

När verksamheten inom Projekt Kärnbränslesäkerhet startade hösten 1976 framkom behov av en plats där man kunde utföra fältförsök under jord. Man kom snart underfund om att en sådan försöksstation med fördel kunde förläggas till Stripa Gruva i Bergslagen. Där fanns på lämpligt djup cristallin berggrund i form av ett stort granitmassiv beläget i anslutning till malmen och åtkomlig via gruvans ortsystem. Intresse för ett fältförsök i Stripa fanns också hos de amerikanska atomenergimyndigheterna och ett avtal om forskningssamarbete träffades våren 1977 mellan Svensk Kärnbränsleförsörjning AB och U S Department of Energy (dåvarande U S ERDA). En forskningsstation etablerades i graniten på 350 m:s nivån, och en omfattande verksamhet påbörjades där under hösten 1977. Det amerikanska forskningsprogrammet är för närvarande under genomförande och syftar till att undersöka de bergmekaniska, hydrologiska, geokemiska och strukturella effekterna av deponering av högaktivt kärnkraftsavfall i kristallin berggrund. Arbetet är fördelat på följande projekt [1];

- Värmeförsök i fullskala. I två parallella försök simuleras värmeavgivningen från deponerade avfallskapslar med elektriska värmare nedsänkta i borrhål. I det omgivande berget registreras temperaturutbredning, termospänningar samt deformationer. Vidare görs hydrologiska och geofysiska observationer
- Tidsskalat värmeförsök. Även här simuleras avfallsbehållare med elektriska värmare, men experimentet är skalat så att ett förlopp som i fullskala skulle ta tjugo år kan studeras på två år.
- Undersökning av en sprucken bergmassas hydrologiska egenskaper. Projektet innefattar kartläggning av lokala permeabilitets- och vattentrycksförhållanden samt mätningar av total vattenomsättning i en ort.

- Geofysiska undersökningar. Avser inventering, provning och utveckling av borrhålsmetoder för undersökning av kristallint berg.
- Strukturgeologisk modell. Till stöd för övriga projekt konstrueras en tredimensionell strukturgeologisk modell av området med speciellt avseende på spricksituationen.

Alla projekt planeras vara avslutade i början av 1980. Verksamheten samordnas och utförs till största delen av Lawrence Berkeley Laboratory (LBL) som är ett forskningslaboratorium nära knutet till University of California.

Innan den amerikanska forskningen startade genomförde KBS i egen regi ett forskningsprogram i Stripa, som omfattade geologiska och hydrogeologiska undersökningar [2], samt ett värmeförsök i pilotskala. Värmeförsöket utfördes av Avdelningen för bergmekanik, Högskolan i Luleå, och syftade till att bestämma uppvärmningsförlopp och termospänningar i berget runt en avfallskapsel, simulerad med en elektrisk värmare. Föreliggande artikel utgör en kortfattad presentation och resultatredovisning av försöket. En utförlig redovisning finns i Carlsson [3].

2 Fältförsökets utformning

2.1 Allmänt

En schematisk planskiss av försöksstationen i Stripa visas i figur 1. För värmeförsöket sprängdes ett 10 x 7 x 4 m stort rum i området. Värmare och mätutrustning installerades i borrhål slagna i sulan på rummet. Hålkonfigurationen i sulan visas i figur 2.

Den centrala huvudvärmare som användes var en 3 m lång stålcylander med diametern 28 cm och med ett inbyggt värmeelement vars effekt kunde regleras upp till 6 kW. Värmaren placerades i botten på ett 10.4 m djupt hammarborrat hål med diametern 30 cm. Hålets övre del fylldes med isoleringsmaterial. Huvudvärmaren omgavs av tre stycken mindre hjälpvärmare, placerade parallellt med och på 0.65 m radie från huvudvärmaren. Dessa var konstruerade på samma sätt, men hade diametern 6 cm och maximal uteffekt 1 kW.

För att förenkla randvillkoren vid teoretiska spänningsberäkningar var det önskvärt att orientera försöket med hänsyn till rådande primära spänningar. Därför föregicks värmeförsöket av bergspänningsmätningar utförda av Avdelningen för bergmekanik, Högskolan i Luleå. Leemans tredimensionella friborrningsmetod användes för att fastställa spänningstillståndet i nitton punkter längs ett 20 m djupt hål, borrat horisontellt ut från rummet, se figur 1. Medelvärden av de uppmätta huvud-

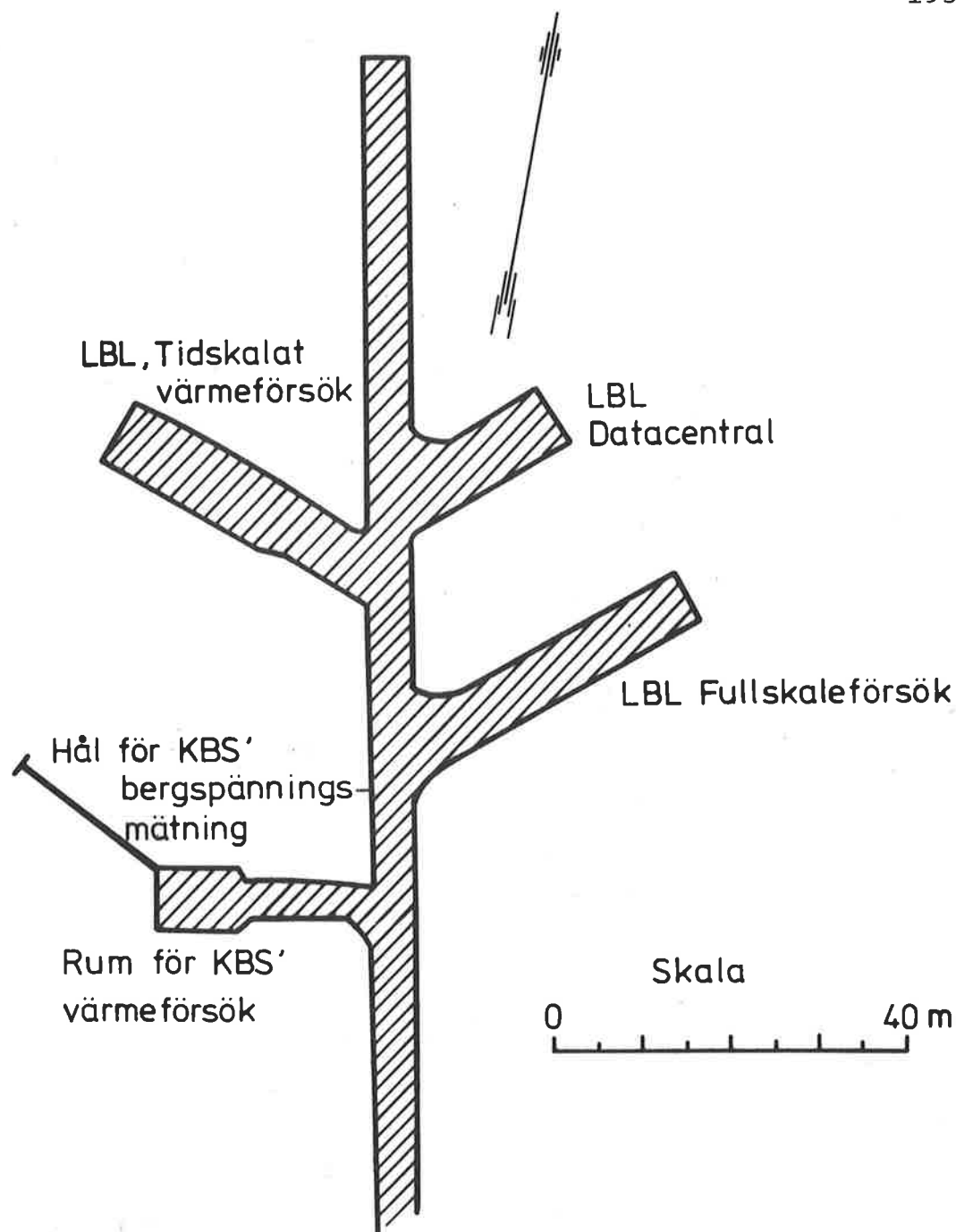


Fig 1 Planskiss av försöksstationen på 350 m:s nivå i Stripagruvan
Schematic plan view of the drifts at the test plant in the Stripa mine, 350 m level

spänningarna redovisas i figur 3. En utförlig beskrivning av bergspänningsmätningarna ges i Carlsson [4]. Kompletterande mätningar av residuala spänningar gjordes med överborrningsteknik på ett frilagt bergblock [11]. Inga residualspänningar större än 2 MPa uppmättes.

Hålen för värmarna borrades parallellt med riktningen för den minsta uppmätta huvudspänningen, σ_3 . Därmed kom värmarens tvärsnittsplan att sammanfalla med det plan som innehöll den största och den mellersta huvudspänningen, σ_1 respektive σ_2 .

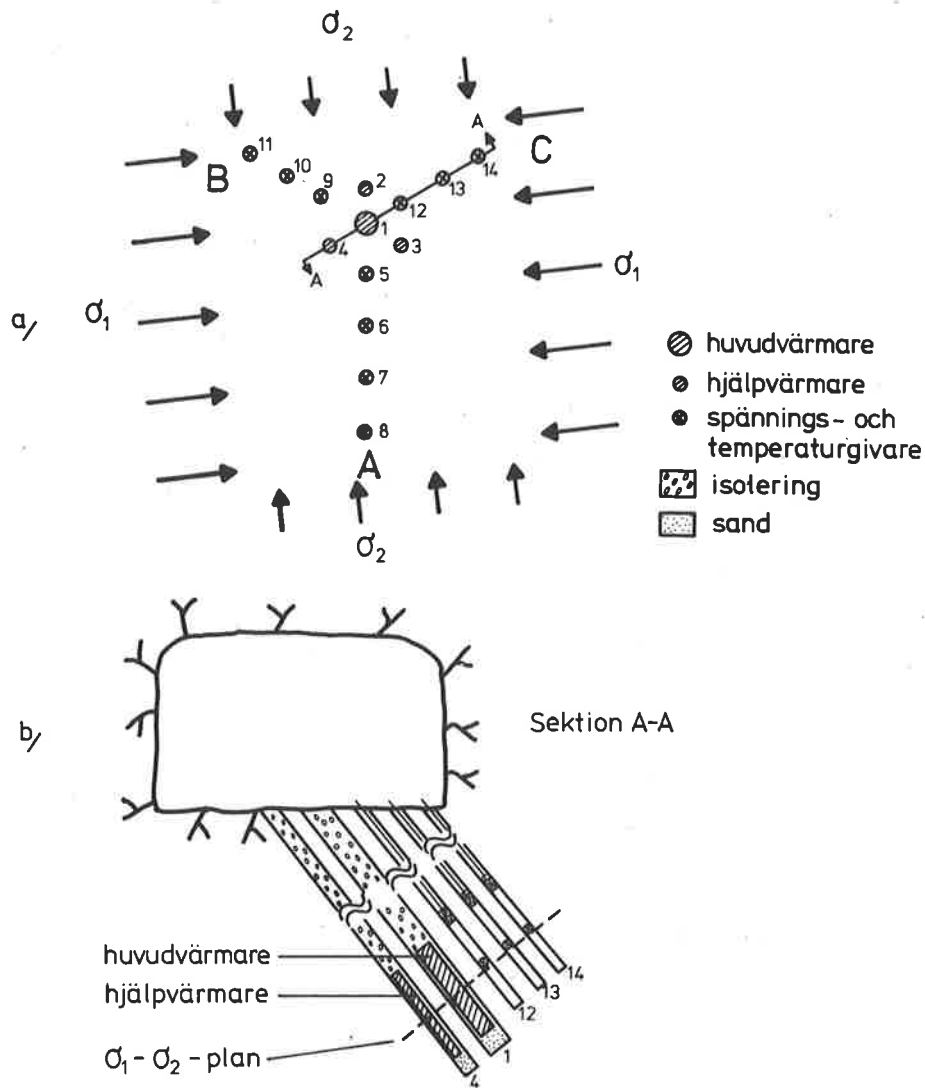


Fig 2

Hållkonfiguration och orientering av pilot-
värmeförsöket i Stripa:

- Tvärsnitt genom värmarens ekvatorialplan, sammanfallande med σ_1 - σ_2 -planet. Alla mätpunkter förlades till detta plan. Siffrorna avser hålnummer.
- Längdsnitt i C-riktningen genom värmare och mäthål

Borehole configuration and orientation of
the KBS-1 heater test at Stripa

- Cross-cut through heater midplane where all stress- and temperature gages were placed. The numbers refers to the boreholes.
- Section along the boreholes, C-direction

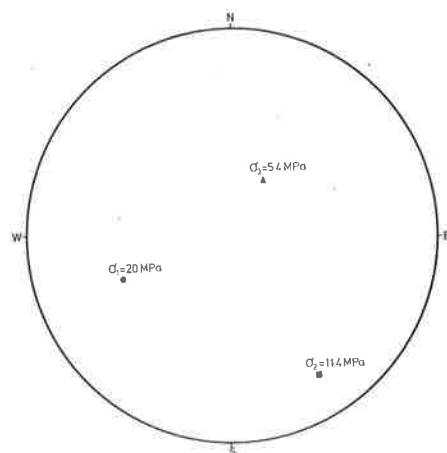


Fig 3 Stereografisk projektion av huvudspänningar in situ vid testplatsen. Wulffnät, projektion i undre hemisfären. Efter Carlsson [4]

Stereographic projection of the principal virgin stresses. After Carlsson [4]

2.2 Instrumentering

Utrustning för kontinuerlig registrering av temperaturer och spänningsförändringar installerades i tio stycken hål, borrarade parallella med värmarhålen och i ett Y-format mönster i tre riktnignar ut från värmarens längdaxel, se figur 2. Riktningarna benämns i det följande A, B och C enligt figur 2. Avståndet från huvudvärmarens axel till de innersta mät hålen var 0.85 m, därefter 1.55 m, 2.25 m och till det yttersta hålet i A-riktningen 2.95 m.

För spänningsmätningarna användes borrhålsgivare av fabrikat IRAD, försedda med termistorer för samtidig temperaturmätning. Givarna är av typen stel inspänd mätcell och mäter spänningsförändringar i en riktning diametralt borrhålet. Tre stycken givare med skilda mät-riktningar installerades efter varandra i varje borrhål. På det sättet var det möjligt att bestämma spännings-tillståndet i ett plan vinkelrätt borrhålet. Alla mät-punkter lades i värmarnas ekvatorialplan. Försöket var alltså tvådimensionellt.

På sulan ovanför värmaren förankrades fem stycken deformationsgivare så att de kunde mäta rörelser hos större sprickor i sulan. Givarnas lägen framgår av figur 4.

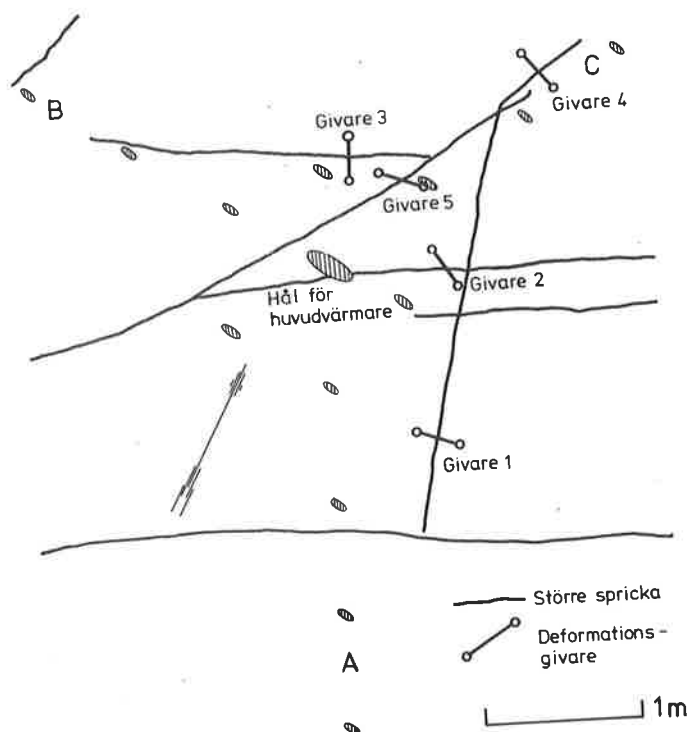


Fig 4 Deformationsgivarnas placering över större sprickor i rummets sula

Major fracture network and the location of displacement gages in the floor of the test site

3 Genomförande

Pilotvärmeförsöket i Stripa startades i oktober 1977 och avslutades i april 1978. Uppvärmningen pågick i tio veckor varefter värmaren stängdes av och avsvalningsförloppet följdes. Enligt KBS-koncepten kommer temperaturen i berget intill en deponerad avfallsbehållare inte att överstiga 100°C . Avsikten var därför att kontrollera värmareffekterna så att temperaturen hos värmarna hölls konstant vid $+100^{\circ}\text{C}$. Detta visade sig dock vara omöjligt. Kylande vatten strömmade in till hjälpvärmarna och den tillgängliga effekten hos dessa var ej tillräcklig för att hålla konstant temperatur. Man beslöt därför att höja huvudvärmarens effekt till maximala 6 kW för att på så sätt få undan vattnet kring hjälpvärmarna. Även detta var otillräckligt. Eftersom man ville ha kontroll över den effekt som åtgick för att värma berget stängdes hjälpvärmarna av och togs upp, nitton dagar efter försöksstarten. Hjälpvärmarhålen användes under återstoden av experimentet för mätning av vatteninflöden. När ett av hålen var helt vattenfyllt mättes nivån i de övriga hålen varefter samtliga hål blåstes torra. Proceduren

upprepades nästa gång ett hål vattenfyllts, och medel-inflödet kunde beräknas.

Temperaturer, spänningar och sprickrörelser registrerades dagligen under hela försökstiden. Ett stort antal spänningsgivare upphörde att fungera efter en tid på grund av fuktinträngning. Problemet löstes genom att byta ut havererade givare mot en förbättrad modell.

När försöket var avslutat och givarna avlägsnats gjordes bestämningar av bergets E-modul in situ i sammanlagt tjugofem punkter längs hål 5 och hål 8, figur 2. För detta användes en hydraulisk utrustning, utvecklad vid Colorado School of Mines [5]. Mätningarna tillgår så att ett rörformigt membran pressas ut mot borrhållsväggen så att berget deformeras. Resultatet erhålls i form av en linjär tryck-volymskurva varur bergmassans E-modul kan beräknas.

4 Resultat

4.1 Temperaturer

I figur 5 visas, för fyra radier längs A-riktningen, temperaturen i värmarens ekvatorialplan som funktion av tiden. Vidare återges motsvarande teoretiskt beräknade temperaturer för uppvärmningsfasen. Dessa har beräknats numeriskt enligt teorin för värmeutbredning från en ändlig linjekälla. Bergets konduktivitet har antagits vara temperaturoberoende och lika med $3.4 \text{ W/m}^\circ\text{C}$. Uppmätta temperaturer i A, B och C-riktningarna redovisas i Tabell 1. Där framgår att temperaturerna genomgående är högst i A-riktningen och lägst i C-riktningen. Skillnaden är som mest 17°C .

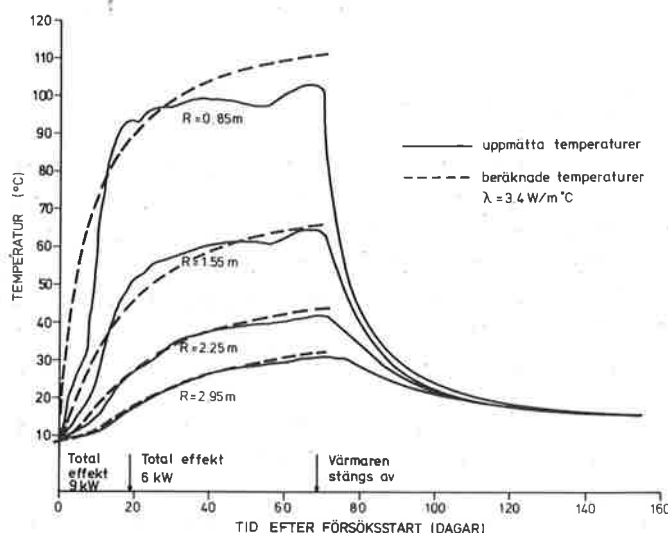


Fig 5 Beräknade och uppmätta temperaturer (A-riktningen) på olika radier från värmaren som funktion av tiden

Temperatures v.s. time at different radius from the heater, A-direction

Tabell 1 Uppmätta temperaturer på olika avstånd från värmaren

Day	Direction	Measured temperatures (°C)			
		r=0.85 m	r=1.55 m	r=2.25 m	r=2.95 m
0	A	9.28	9.35	9.35	8.90
	B	9.38	9.00	9.18	-
	C	9.27	9.20	9.00	-
2	A	18.78	10.80	9.50	8.90
	B	20.57	9.78	9.27	-
	C	14.73	9.75	9.10	-
5	A	27.43	16.38	11.00	9.28
	B	37.33	15.68	11.03	-
	C	24.82	14.05	10.40	-
9	A	55.60	23.78	13.60	10.33
	B	58.63	20.70	13.80	-
	C	42.62	17.80	12.60	-
14	A	87.50	41.78	20.50	13.20
	B	84.67	34.00	20.15	-
	C	70.03	28.70	18.35	-
20	A	92.80	51.05	26.70	17.65
	B	90.33	42.45	26.25	-
	C	80.20	39.10	24.95	-
40	A	98.40	60.10	37.50	26.44
	B	94.43	50.00	34.95	-
	C	87.73	49.78	33.78	-
60	A	100.37	62.30	40.09	29.23
	B	97.17	52.02	37.43	-
	C	89.54	49.99	36.40	-
75	A	56.90	49.50	38.60	30.45
	B	55.50	40.05	37.30	-
	C	54.88	44.10	36.35	-
90	A	28.66	27.59	25.67	23.53
	B	28.07	26.83	25.18	-
	C	28.25	26.78	25.22	-
110	A	20.40	19.94	19.51	18.79
	B	20.39	19.90	19.31	-
	C	20.28	20.01	19.39	-
155	A	15.16	14.91	15.04	14.83
	B	15.16	15.02	14.82	-
	C	15.09	15.32	15.11	-

4.2 Termospänningar

Figurerna 6 och 7 återger uppmätta radiella och tangentiella termospänningar i A-riktningen vid tidpunkterna nio respektive femtio dagar efter värmarpåslaget. Spänningarna kan jämföras med vad som erhållits vid teoretiska beräkningar enligt elasticitetsteorin. Vid beräkningarna antogs materialparametrarna $E = 69 \text{ MPa}$ och $\nu = 0.21$ enligt laboratoriebestämningar på borrkärnor [6] samt plant töjningstillstånd i värmarens ekvatorialplan. Vidare antogs temperaturbelastning enligt de teoretiska temperaturberäkningarna.

Spänningskorsen i figur 8 visar termospänningarna i form av huvudspänningar efter nio dagar i A, B och C-riktningarna. Dessa skall enligt teorin vara riktade radiellt respektive tangentiellt.

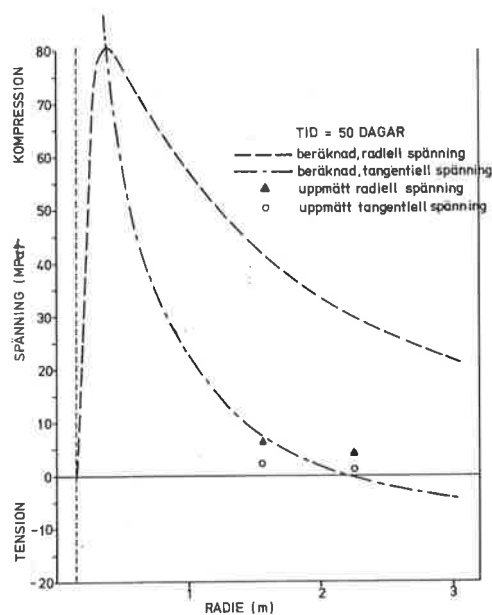
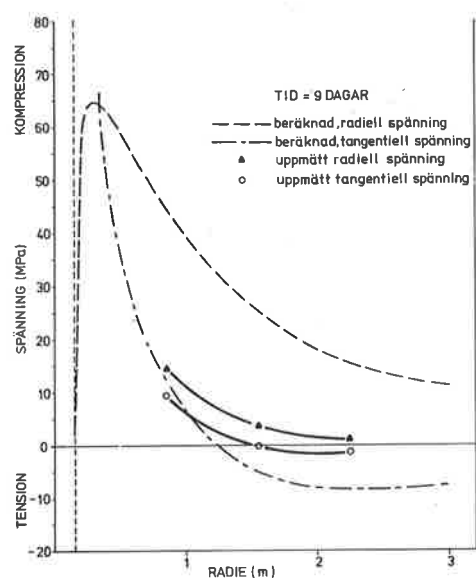


Fig 6, 7

Beräknade och uppmätta termospänningar (A-riktningen) som funktion av radien från värmaren. Tidpunkt, 9 respektive 50 dagar efter försöksstarten

Measured (A-direction) and predicted, thermally induced stresses v.s. radius from the heater 9 days and 50 days after turn on

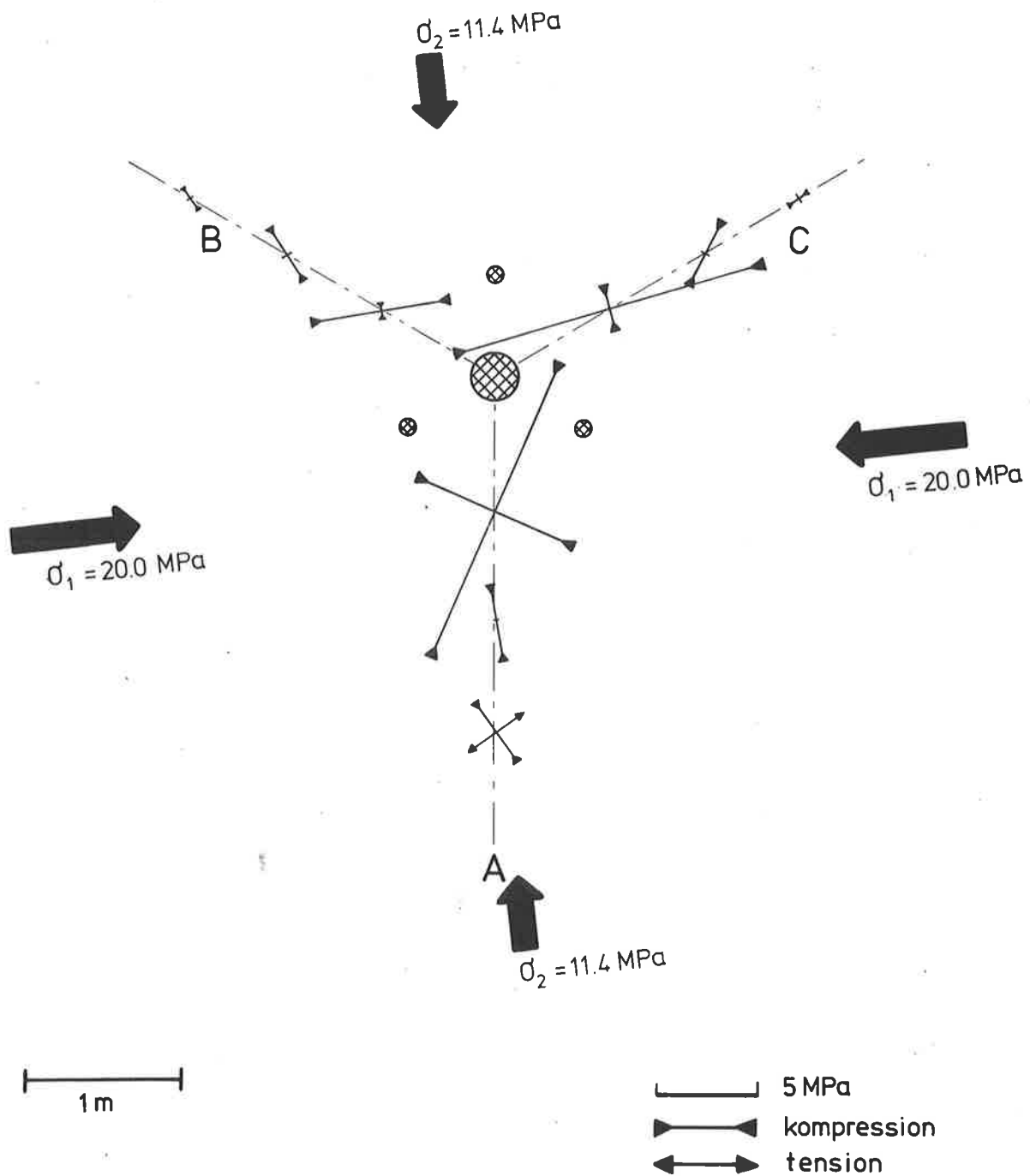


Fig 8

Tvärssnitt genom värmarens ekvatorialplan. Huvudspänningskorsen visar uppmätta termospänningar, 9 dagar efter försöksstarten. De grövre pilarna visar i planet verkande in situ-spänningar

Cross-cut through heater shopong measured principal thermal stresses after 9 days

4.3

Bestämning av elasticitetsmodul in situ

Resultatet av totalt tjugofem stycken E-modulsbestämningar med tryckcellen från Colorado School of Mines redovisas i figur 9. Medelvärdet av alla mätningar är 29.5 GPa med en standardavvikelse på 4.6 GPa. En jämförelse visar att ingen signifikant skillnad föreligger mellan hål 5 och hål 8.

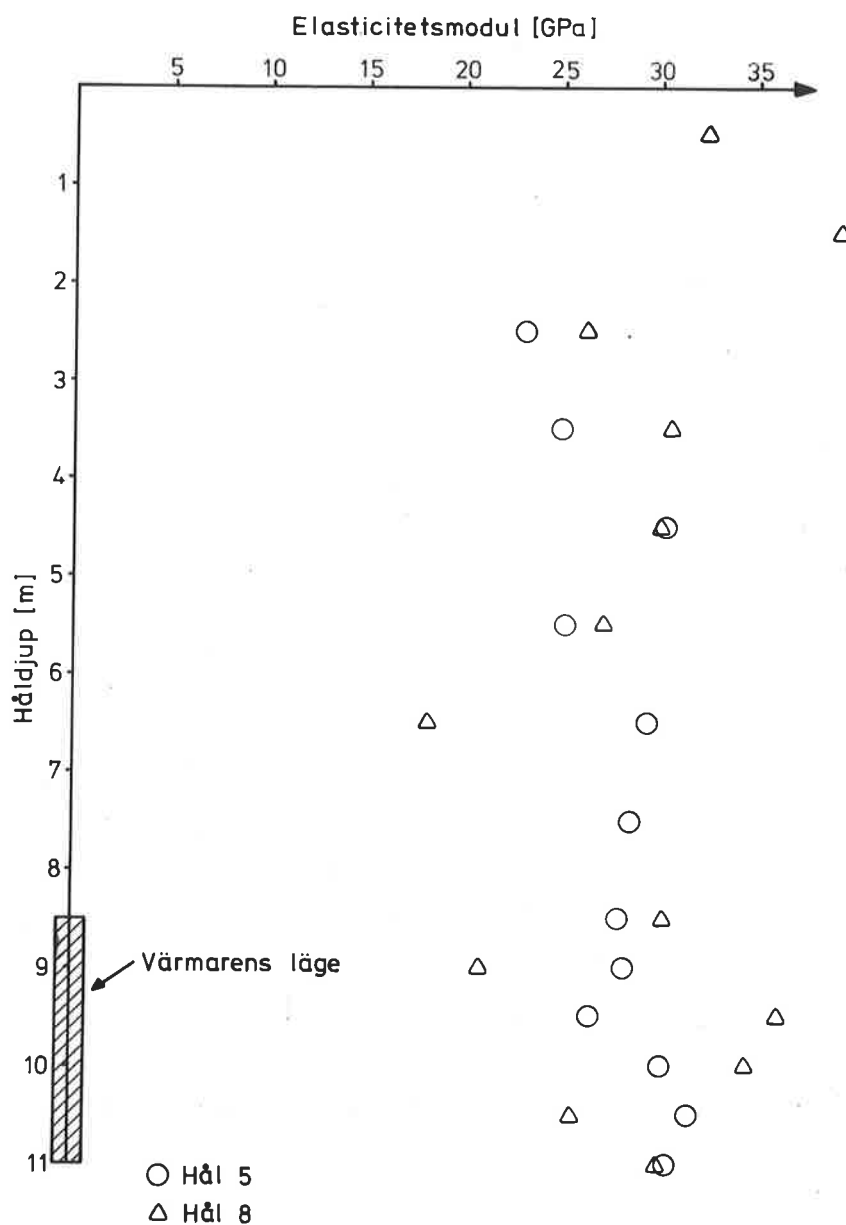


Fig 9

Resultat från in situ-bestämning av bergets elasticitetsmodul i hål 5 och 8

Data from in situ determinations of Young's Modulus in hole 5 and 8

4.4

Rörelser i sprickor på sulan

Figur 10 visar uppmätta sprickdeformationer i fem punkter på sulan ovanför värmaren. Alla givare uppvisar dilatation. Beloppen varierar mellan $1.3 \cdot 10^{-6}$ m och $14 \cdot 10^{-6}$ m.

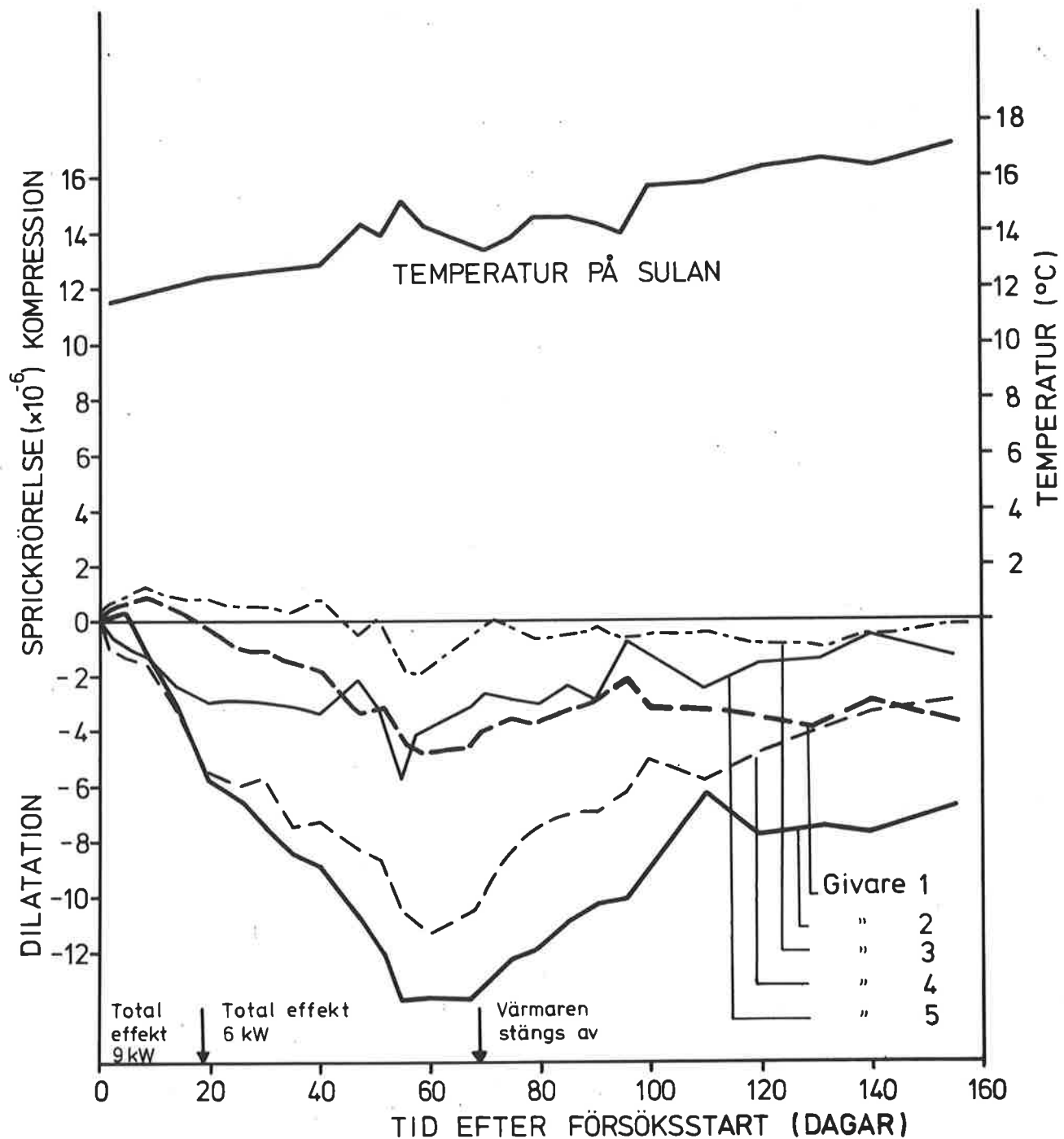


Fig 10 Uppmätt dilatation i sprickor i sulan under försökstiden
Dilatation of major fractures on the floor of the test site v.s. time

4.5 Vatteninflöden i hjälpvärmehål

Vatteninflödet till hjälpvärmehålet 2, se figur 2, beräknat enligt avsnitt 3 visas som funktion av tiden i figur 11. Inflödet minskar under försökets gång med totalt ca 30 %.

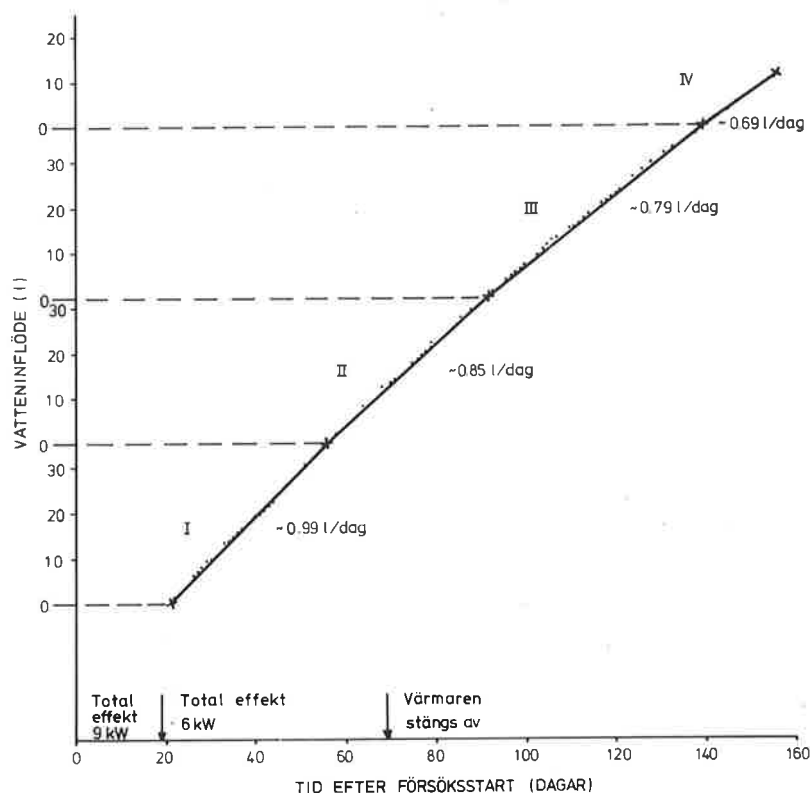


Fig 11 Vatteninflöde till hjälpvärmarhål 2 som funktion av tiden
Water inflow in peripheral heater hole no 2 v.s. time

5 Diskussion

Som framgår av figur 5 och Tabell 1 överensstämmer de teoretiskt beräknade temperaturerna väl med de uppmätta temperaturerna i A-riktningen. De något lägre temperaturerna i B- och C-riktningarna kan möjligen sättas i samband med större observerade vattenflöden i dessa partier. I övrigt tycks värmetransport genom vattenkonvektion vara av ringa betydelse. Antal, orientering och karaktär hos sprickor har ingen märkbar inverkan på värmeledningen. Liknande resultat har erhållits av Bjurström et al [7] vid värmeförsök i graniter liksom vid de pågående amerikanska försöken i Stripa [8].

De uppmätta termospänningarna avviker från de teoretiskt bestämda värdena. Detta gäller såväl belopp som riktningar. E-modulsbestämningarna *in situ* ger värden som är cirka hälften av laborativvärdena. Även om man tar hänsyn till detta och reducerar de beräknade spänningarna med en faktor 2 - 2.5 så förblir skillnaden mellan teoretiska och verkliga spänningar avsevärd. Huvudspänningsriktningarna visar generellt stora och osystematiska avvikelser från teorin. Stripa-graniten är rik på klorit- och kalcitfylla sprickor

vilket kan förklara de låga och oregelbundna termospänningarna. Bergmassan kan betraktas som en blockstruktur där blocken avgränsas av fyllda sprickor. Vid uppvärmning av bergmassan kan de enskilda blockens strävan att utvidga sig delvis tillgodoses genom kompression av de mjukare sprickfyllnaderna, varför termospänningarna blir låga. Vidare medför blockstrukturen en inhomogen spänningsbild.

Skillnaderna mellan in situ bestämningar och laboratoriebestämningar av deformationsmodulen är överraskande stora. Vid in situ-mätning involveras en större bergvolym än vid laboratorieprovet, vilket medför lägre E-modul. Å andra sidan sker borrhålsmätningarna på en mera inspänd volym, vilket bör ge högre E-modul. En del av förklaringen kan ligga i det icke linjära spännings-töjningssambandet hos bergarten. Figur 12 återger en typisk $\sigma - \epsilon$ -kurva för Stripagranit vid enaxlig tryckbelastning [10]. Kurvan är flack och något olinjär för belastningar under 30 MPa. Vid tryckprovet i press bestämdes E-modulen i det linjära området för spänningar ca 100 MPa. Fältutrustningen har däremot arbetstryck mellan 10 och 22 MPa, vilket innebär att mätningarna görs i den flacka delen av kurvan i figur 12. Senare laboratoriebestämningar med böjtest i lågspänningsområdet har givit ca 25 % lägre E-moduler [10].

Temperaturskillanden mellan hål 5 och hål 8 var under uppvärmningsskedet ca 80°C. Detta har inte medfört nå-

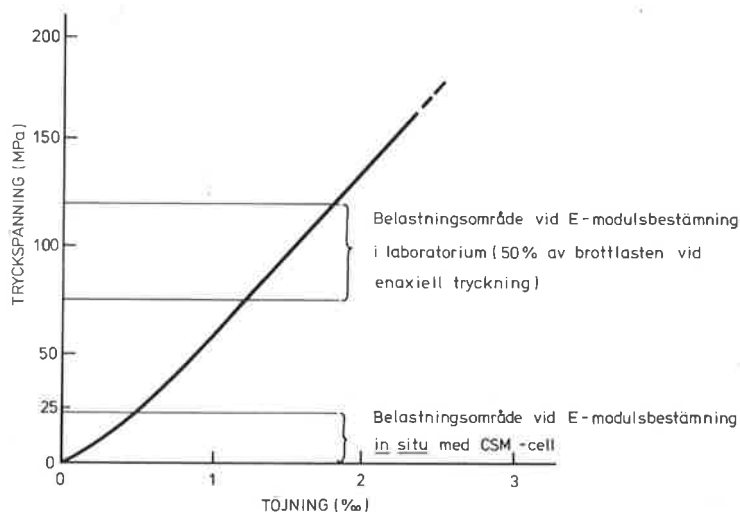


Fig 12

Typiskt spännings-töjningssamband vid enaxiell tryckning av Stripagranit

Typical stress-strain relationship for Stripa Granite, as determined from uniaxial compression test

gon mätbar skillnad i E-modul. Mätningar med samma utrustning i icke uppvärmt berg har gett samma resultat [9].

Detta visar, i likhet med laboratorieprov, att elasticitetsmodulen inte påverkas i någon nämnvärd grad av uppvärmning till 100°C.

Rörelserna i sprickorna i sulan är i storleksordningen några micrometer. Detta är på gränsen för utrustningens upplösning i den aktuella miljön och några slutsatser kan inte dras. Det faktum att alla sprickor beter sig likartat antyder dock att en dilatation har ägt rum.

Vattenflödet till hjälpvärmarna sjönk succesivt under testperioden, även sedan värmaren stängts av. Försök till förklaringar av detta får, utan kännedom om hydrologiska förändringar i området i övrigt, karaktären av spekulationer. En tänkbar förklaring är att sprickorna komprimerats plastiskt och efter avsvallningen inte återgått till sin ursprungliga vidd och permeabilitet. En annan är att området under försökstiden undergått en allmän dränering genom sprängning av orter och rum.

Referenser

- [1] Witherspoon, P.A., Degerman, O., 1978: Swedish-American cooperative program on radioactive waste storage in mined caverns, program summary. Technical project report No 1, Lawrence Berkeley Laboratory, 1978.
- [2] Olkiewicz, A., et al, 1978: Geologisk och hydrogeologisk grunddokumentation av Stripa försöksstation. KBS, Teknisk rapport nr 63, Stockholm 1978.
- [3] Carlsson, H., 1978: A pilot heater test in the Stripa Granite. Technical Project report No 6. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns in Crystalline Rock. Lawrence Berkeley Laboratory, 1978.
- [4] Carlsson, H., 1978: Stress Measurements in the Stripa Granite. Technical Project report No 4. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns in Crystalline Rock. Lawrence Berkeley Laboratory, 1978.
- [5] Hustrulid, A., Hustrulid, W.B., 1972: Development of a Borehole Device to Determine the Modulus of Rigidity of Coal Measure Rocks. Colorado School of Mines, 1972.
- [6] Swan, G., 1978: The Mechanical Properties of the Stripa Granite. Technical Project report No 3. Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns in Crystalline Rock. Lawrence Berkeley Laboratory, 1978.

- [7] Bjurström, S., et al, 1977: Lagring och transport av vattenburen värme i berg. Fältförsök. BeFo, rapport 11:14/77, Stockholm 1977.
- [8] Personlig kommunikation med LBL:s personal i Stripa
- [9] Personlig kommunikation, T Schrauf, Terra Tek.
- [10] Olofsson, T., 1978: Utvärdering av brottparametrar och elastiska egenskaper i berg. Examensarbete 1978:193E, Högskolan i Luleå 1978.
- [11] Leijon, B., 1978: Residualspänningar hos några svenska bergarter. Examensarbete 1978:130E, Högskolan i Luleå 1978.

Summary

In order to solve the problems with final storage of nuclear waste, the Swedish nuclear power industry organized the Nuclear Fuel Safety Project (KBS) during the late fall of 1976. Some of the research was performed at Stripa, an abandoned iron ore mine in the central part of Sweden. Adjacent to the abandoned ore is a large granite body in which all experiments have been carried out

A pilot heater test has been accomplished at Stripa by the Department of Rock Mechanics, University of Luleå, for the KBS- project. The main purpose of the test was to determine stress- and temperature changes around a cylindrical heater in the rock and to compare the measured data with predicted values. The heater test was scheduled for a period of five months, where two months were planned for heating and three for cooling.

The 6 kW heater, 3 m in length and 30 cm in diameter, was placed in a 10 m deep borehole, figure 2. In order to facilitate the boundary conditions used in the numerical calculations, it was decided to orientate the heater test with respect to the virgin state of stress. Hence, the in situ stresses were determined in nineteen data points, using the Leeman overcoring method, and the heater hole was then drilled parallel to the least principal stress, σ_3 . The results are shown in figure 3. Additional measurements of residual stresses showed stress magnitudes less than 2 MPa.

During the test period, stress and temperature changes were monitored by means of gages, installed in boreholes drilled parallel to the heater hole and in three separate radial directions from the heater axis. Measurements of displacements of major fractures on the floor of the test site, figure 4, and of changes of the water inflow into boreholes close to the heater were also performed.

The predicted temperatures compare fairly well with measured data, figure 5. The heat distribution is not affected by water convection or by frequency and orientation fractures. The magnitudes and directions of the measured, thermally induced stresses do not correspond with the predicted values, figures 6, 7 and 8. The predicted stresses have been computed for a Young's Modulus of 69 GPa, while later performed in situ determinations show a modulus of approximately 30 GPa, figure 9. Although, if this contrast is considered, and the predicted stresses are reduced by a factor 2, the measured data still remain less than the predicted values. This implies that the rock mass should be regarded as a block-structure, where thermal expansion of individual blocks results in compression of chlorite- and calcite-joint fillings and low thermal stresses occurs in the blocks.

The measurements of displacements of major fractures on the floor of the test site show dilatation in all the fractures monitored, figure 10. However, the recorded apertures are close to the sensitivity of the displacement gages used.

DISKUSSION

Forskningsdirektör Sten Bjurström, BeFo

Först skall vi låta Wilhelm von Essen göra ett inlägg som gäller kärnkraft och underjordsförläggning och möjligheterna att utnyttja berget för att ge extra säkerhet. Von Essen och Tord Lindbo har skrivit en artikel i Dagens Nyheter i ämnet.

Överingenjör Wilhelm von Essen, Fortifikationsförvaltningen

Den bergtekniska kunskap och de geologiska förhållanden som finns i Sverige ger oss unika tillfällen att förlägga kärnkraftverk under jord.

Ett sådant engagemang skulle dessutom ge oss goda möjligheter att vidareutveckla vår yrkesmässiga kunskap vilket Morfeldt efterlyst. Det förefaller nu sannolikt att en fortsatt kärnkraftsutbyggnad kommer till stånd med ytterligare två, kanske tre aggregat.

Även om Tord Lindbo och jag haft olika utgångspunkter då vi skrev vår hörnartikel i DN anser vi att det är angeläget att i olika intresseorganisationer framhålla sin beredvillighet att medverka till att förlägga verken på ett säkert sätt i berg.

Idén är förvisso inte ny; den har funnits och diskuterats ända sedan i början på 70-talet. Ågesta-verket anlades redan -63.

Betydande förberedelser och investeringar har redan gjorts i "11:an och 12:an". Tidsfaktorn är därmed av betydelse, om dessa aggregat eller åtminstone 12:an skall kunna förläggas under jord. Det är därför väsentligt att snabbt inventera och klarlägga de tekniskt-ekonomiska förutsättningarna. Ett initiativ från BeFo och andra aktuella intresseorganisationer för att åstadkomma en kunskapsinventering är därför angeläget.

Många delfrågor inom områdena bergmekanik, berghydrologi, beständighet och förstärkning är intressanta, speciellt frågan om de stora spännvidderna. Denna fråga har tidigare diskuterats inom BeFo. Eftersom det förefaller svårt att ändra komponenternas format erfordras spännvidder av storleksordningen 50 m. Även om de flesta yrkesmän inte

upplever dessa spännvidder som orealistiska i gott berg är erfarenheterna av sådana spännvidder sparsamma. Såväl stabiliteten som sådan som erforderliga förstärkningssystem med bergrum av denna storleksordning bör diskuteras och bedömas.

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

Gå under jord med kärnkraften uppmanar von Essen och Lindbo i DN debatt den 27 januari 1979 och förespråkar bergförlagda kärnkraftverk. Här på Bergmekanikdagen tar von Essen upp frågan igen.

Förslaget om bergförläggning bör utökas och gälla ännu fler delar av kärnbränslecykeln. Bland annat kan kommunikationen mellan de olika anläggningarna för kärnbränslecykeln med fördel ske i bergtunnlar. På det sättet fås bättre krigsskydd, bättre skydd mot sabotage och mindre konsekvenser för omgivningen vid eventuella haverier. När det utbrända kärnbränslet lämnar kärnkraftstationen i berget kan transporten ske i tunnlar till ett bergförlagt bränslelager, där enligt KBS-förslaget bränslet kyls ner under 40 år innan deponeringen i slutförvaret. Från bränslelagret transporteras det vidare till inkapslingsstationen och via schakt ner till slutförvaret. Om de geologiska förutsättningarna för slutförvaring är uppfyllda i området kring kärnkraftverken kan vi på detta sätt få ett system där bränslet hela tiden hålls under mark från det att bränslestavarna når reaktorn till dess att de slutförvaras i berget.

Enligt Vattenfalls huvudrapport Kärnkraft i berg, juni 1977, medför bergförläggning av ett kärnkraftverk i jämförelse med en markförlagd anläggning följande fördelar

- bättre krigsskydd
- bättre skydd mot yttre sabotagehandlingar
- mindre konsekvenser för omgivningen av extrema, osannolika haverier

Bergförläggningens säkerhetsmässiga nackdelar är huvudsakligen händelser som inte ger några konsekvenser utanför anläggningen, exempelvis bränder och översvämningar samt hårdsmälta enligt von Essen och Lindbo. Därtill kommer risken för bergras. Till nackdelarna hör också att förläggning av kärnkraftverk i berg medför ca 25% högre anläggningskostnad (ca 800.000) och en längre byggnadstid.

Jag delar von Essens och Lindbos uppfattning att helt säkra kärnkraftverk bör kunna byggas i täta bergrum. Vi står här inför problemet att stabiliteten kan verifieras först sedan vi sprängt ut bergrummet. Det innebär stora ekonomiska risker och ställer mycket stora krav på myndigheterna som skall ge tillstånd och övervaka arbetet och säkerheten. Med en viss reaktorteknisk nyutveckling kan vi förvänta oss att en bergförläggning av ett kärnkraftverk kommer att kräva bergrum med spännvidder (avstånd från vägg till vägg) på 40 - 50 m. Det största, förstärkta bergrummet idag är en turbinhall i Tyskland med spännvidden 34 m. I gruvor finns visserligen öppningar med större spännvidder men vi saknar uppgifter om stabiliteten hos dessa. Om vi nu beslutar oss för att övergå till kärnkraft i berg innebär det att vi samtidigt måste ta ett stort, tekniskt språng inom bergtekniken och bergmekaniken.

Det finns några förslag till hur man uppnår och övervakar stabiliteten av stora bergrum. Jag skall i korthet beskriva ett förslag, den s k revbensmetoden, som har undersökts teoretiskt och experimentellt men ännu inte kommit till utförande i full skala. Från ett schakt driver man bågformade tunnlar runt det kommande bergrummet på ett avstånd av 5 - 10 m från de kommande väggarna. Tunnelarna, som drivs med ca 20 m mellanrum, erbjuder goda observationsmöjligheter av bergets kvalitet runt det kommande bergrummet och sprickor och svagheter kan tätas och förstärkas. Därefter fylls tunnelarna med armerad betong och bildar förstärkningsbågar - revben - i berget. I skydd av revbenen bryter man sedan ut bergrummet och revbenen bildar tillsammans med bergförstärkningen ett skyddande skal kring rummet, se Bergmekanikdagen 1978.

Vid lokaliseringen och dimensioneringen av nya kärnkraftverk måste man ta hänsyn till att jordskalv inträffar (Forskning o Framsteg 6, 1976). Skalvets acceleration tillför kärnkraftverket en extra belastning. Moderna forskningsresultat visar nu att belastningarna minskar vid underjordsförläggning.

Om vi vidare följer uppmaningen från von Essen och Lindbo att debattera utvecklingen av bergförläggningssalternativet får vi inte heller glömma nedläggningen av kärnkraftsanläggningar. För en bergförlagd anläggning kan man skjuta upp demonteringen efter avstängningen, vilket minskar strålningen till storleksordningen en tusendel och därmed reduceras rivningskostnaderna och ökar möjligheten för återanvändning av marken. Viktigast är dock att med en bergförläggning av kärnkraftverk kan vi undvika extrema konsekvenser av haverier med låg sannolikhet.

Så till den andra frågan i mitt debattinlägg, den om vårt sprickfria berg. Alla i den här salen känner till att någott sprickfritt berg existerar inte på jorden, inte ens på 30 km djup vid övergången mellan jordskorpa och jordmantel. Jag skulle vilja få bort den stora rädslan för sprickorna och jag kan visa att sprickorna faktiskt har en mycket gynnsam effekt när det gäller deformationsegenskaperna på en bergmassa för avfallslagring. Alltså, har vi lagom mycket sprickor i vår berggrund, så lagrar vi inte upp några stora spänningskoncentrationer utan deformationerna sker mjukt och följsamt i bergmassan. Vår slutsats blir att det är bra med sprickor i berget. Då säger hydrologerna: Nej, vi vill ha sprickfattigt och tätt berg. Då säger jag igen: Men tänk nu på det kontaminerade vattnet som strömmar genom sprickorna, som innehåller de radioaktiva nukliderna. Det är en fördel om vi har ett sprickigt berg, för att då absorberas en del av de radioaktiva nukliderna på sprickytorna. Av detta följer att vi har att göra med ett stort optimeringsproblem, där vår uppgift är att hitta den lagomt uppspruckna bergmassan som ger oss en låg permeabilitet, som ger oss en följsam deformationsegenskap med hänsyn till de mekaniska eller tektoniska belastningarna och som ger oss en hög absorption av de radioaktiva nukliderna.

Professor Hans Helfrich, BeFo

Jag kan bara bekräfta mycket vad föregående diskussionsinlägg innehöll. Det är uppenbart att Stephansson och jag tillhör samma skola. Därför har sprickfrågan även i mitt inlägg en central position.

Tittar man på de här redovisade borrhålsloggarna och ser sprickfrekvenserna, så är jag inte alls förvånad och vill ställa frågan: Har det någonsin funnits någon som har trott att det finns "sprickfritt" berg i våra prekambrisk berggrundsformationer? Hur har man någonsin kunnat lancera begreppet sprickfritt?

Vidare är det ett önsketänkande att sprickfrekvensen avtar mot djupet. Jag har redan i början av 60-talet publicerat ett arbete från Renströmgruvan, där jag har kunnat visa att sprickfrekvensen kan öka mot djupet (1000 m).

Viktigt är att poängtera sprickornas positiva inverkan på bergbrytningen som det finns belägg för i de flera tusen meter djupa guldgruvorna i Sydafrika.

Jag skulle vilja påstå att förväntningsmodellen vad sprickbilden beträffar i samband med lagring av kärnavfall främst saknar en relevant bergteknisk frågeställning.

Min andra diskussionspunkt gäller vattenförlustmätningarna. Man talar om olika vattenförluster och koordinerar dessa med vattenflöden i berget. Innebär en vattenförlust nödvändigtvis att den korresponderar med vattentransport i berget? Vattenförlusten uttrycker bara att det finns en viss sprickbetingad volym, men inte att det finns vatten. Många partier i våra gruvor är absolut torra, fast det finns öppna sprickor.

Tredje punkten gäller spännvidden. Redan vid gårdagens möte (bergsprängningskommittén) har vi hört att man t ex i mycket dåligt berg har byggt maskinsalar med 30 m spännvidd liksom att det existerar andra stora bergrum med stora spännvidder, så det är väl redan idag en realitet att kunna göra sådana spännvidder.

Civilingenjör Anders Bergström, KBS

För att det inte skall råda något missförstånd vill jag bara påpeka att KBS inte förutsätter att man har sprickfritt berg i sin säkerhetsanalys. Detta framgår klart i våra redovisningar.

Tekn dr Göran Rehbinder, Atlas Copco MCT

Jag har en fråga till Stille som rör permeabilitetsmätningarna. De formler som man skall använda när man beräknar flödet utgår från de ekvipotentialytor som vi såg på en bild. Detta förutsätter naturligtvis att de sprickor som befordrar vattenströmningen är mycket mindre än geometrin i sin helhet vilket även innefattar de borrarade hålens diameter. Det är det ena. Jag skulle vilja ha en kommentar till det.

Det andra är att om vi antar att vi verkligen har en permeabilitetskoefficient som lokalt karaktäriserar berget och vi tittar på koncentrationsprofilen för det röda färgämnet som pumpades in så kan den registrerade S-kurvan endast tolkas så att man har molekylär diffusion i gränszonen mellan färgat vatten och rent vatten. Om denna tolkning icke är riktig utan det är som Stille påpekade att somliga porer snabbare släpper fram vattnet, ett påpekande som säkerligen är riktigt, så är just detta definitionsmässigt ett tecken på att någon permeabilitetskoefficient inte existerar.

Tekn dr Håkan Stille, Hagconsult AB

Jag håller helt med om de här synpunkterna. Det är en stor språkförbistring här, när man pratar om permeabilitet och sådana saker. Och vad jag egentligen har pratat om här idag är ju vad man kan kalla en skenbar permeabilitet. (Det man uppfattar som permeabilitet på en viss massa med hjälp av det vattenflödet man har uppmätt och de gradienterna.) Likadant är det med porositeten. Permeabilitet och porositet är här inte några konstanta tal. Vad man har är en fördelning av sprickvolymen som för vatten och inte ett tal. Ett sannolikhetsbaserat betraktelsesätt vore därför det logiska för dessa begrepp, även om det komplicerar bilden.

Sedan skulle jag själv bara lämna en kommentar till Hans Karlssons mätning av den termiska konduktiviteten i Stripa. Vi gjorde också vid vår försöksplats en konduktivitetsmätning in situ som var av betydligt mindre omfattning och mycket enkel. Jag skulle bara vilja helt kort beskriva hur den gick till för att det är en enkel metod med stor användbarhet. Det gick i princip till så att man fyllde ett borrhål med varmt vatten, isolerade det i ändarna och mätte hur temperaturen sjönk i borrhålet med tiden. Därav kan man relativt enkelt teoretiskt sett räkna ut den termiska konduktiviteten. Vi gjorde två enkla prover. Det tog ungefär ett dygn totalt. Vi erhöll 3,5 resp 4,3 W/m⁰C att jämföras med de 3,7 som Hans Karlsson redovisade. Det är som jag ser det en mycket god överensstämmelse mellan de avancerade försöken och vårt enkla och snabba försök.

VARMVATTENS URLAKANDE EFFEKT PÅ BERGMATERIAL - AUTOKLAVSTUDIER AV FÖRÄNDRINGAR I VATTENKEMIN

Hot water rock interaction - a study on uptake of ions from the rock material into the water phase.

Fil.lic. Bo S.H. Ronge, Geologiska inst., Chalmers tekniska högskola/Göteborgs Universitet, Göteborg.

Fil.kand. Tommy J.P. Claesson, Geologiska inst., Chalmers tekniska högskola/Göteborgs Universitet, Göteborg.

Under 1970-talet har i olika etapper inverkan av hetvatten på bergarter och mineral undersökts. Försöken har ägt rum vid en temperatur av 150°C och under ett tryck av 6 atm. samt avsett att i första hand klarlägga storleksordningen på olika joners urlakning i vattenfasen.

Ettapp 1 startade 1973 och utgjordes av en litteraturstudie (Bernhardsson 1974) avseende bergarters och mineralers löslighet i temperaturintervallet 50-150°C och 6 atm. tryck. Resultatet av litteraturundersökningen gav mycket få data vad gäller jonurlakning i ovannämnda temperaturintervall. Erhållna litteraturdata omfattade vanligen temperaturer över 200°C och härrörde från områden med aktiv vulkanism med en bergartssammansättning bestående av vulkaniter med inlagrad sedimentär berggrund.

Av rent experimentella data i temperaturområdet fanns urlakningsdata från några av de bergartsbildande mineralen, bl.a. kvarts och fältspat. Dessa försök var utförda i destillerat vatten med rena monomineraliska faser och gav inga resultat direkt översättbara till ett så komplext system av mineral som en kristallin bergart utgör. För att erhålla ungefärlig storleksordning på jonurlakningen från olika bergartstyper gjordes ett första försök under 1974, som ett resultat av den knapphändiga informationen litteraturstudien givit.

Försöksutrustningen utgjordes av autoklaver, egentligen avsedda för upplösning av mineral och bergarter i fluorvätesyra under 6 atm. tryck och 150°C temperatur, framtagna av Perkin-Elmer Corporation, Norwalk, USA, som ett komplement till deras kemiska analysutrustningar. Autoklaverna (bild 1) är uppbyggda av ett yttre tryckkärl av aluminium och ett inre reaktionskärl med tätslutande lock, tillverkat i teflon. Genom att autoklavernas volym från början var bestämd fick övriga försöksparametrar anpassas därefter. Bergartsmaterialet som användes i försöken fick en anpassad aktiv yta av 150 cm² och utgjordes av utsågade stavar för att en fullständig kontroll av aktiv yta skulle erhållas. Lakvattenvolymen bestämdes till 75 ml.

Ett krossat bergmaterial med en råklugen yta kan genom ytans råhet skapa mycket stora skillnader vad gäller jonurlakning från ett

och samma bergartsmaterial, vilket senare års försök visat. Även om arean kan kontrolleras, kan emellertid variationer trots detta konstateras beroende på skillnader i exponeringsgrad av de ingående mineralen, vilket framgår av diagram 7.



Bild 1

Autoklaver, tillverkade av Perkin-Elmer Corporation, Norwalk, Connecticut, USA, använda vid försundersökningen 1974.

Dissolution bombs, manufactured by Perkin-Elmer Corporation, Norwalk, Connecticut, USA, used in the pre-investigation 1974.

Den första autoklavstudien utfördes på Bohusgranit med destillerat vatten (diagram 1). Vattnets pH-värde varierades så att försöken utfördes både i sur och basisk miljö. Vad gäller det surgjorda provet användes svavelsyra och härvid måste även SO_4^{2-} -jonens påverkan av jonurlakningen beaktas. För att simulera ett ytvatten från exempelvis en älv eller sjö användes vattenledningsvatten från Göteborgs stads ledningsnät.

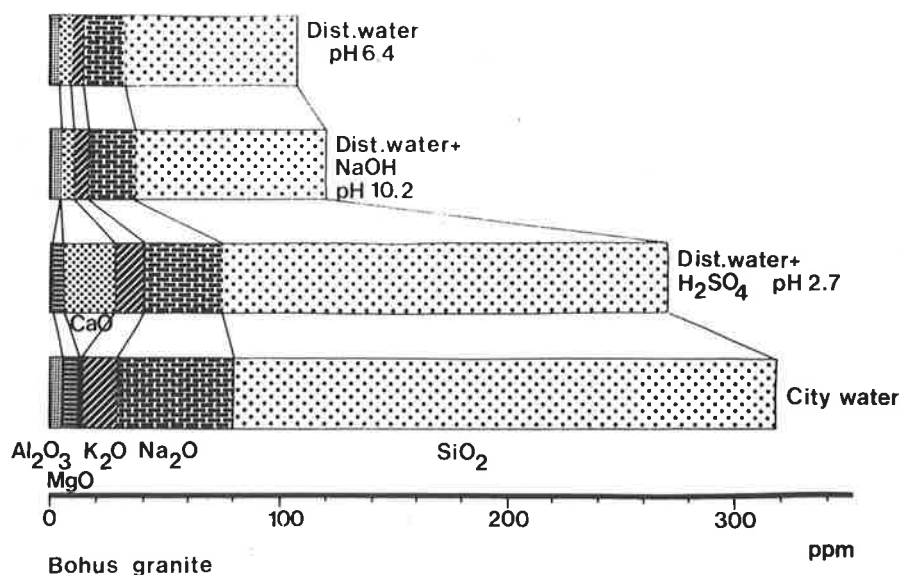


Diagram 1

Jonurlakning i Bohusgranit i olika typer av vatten.

Ionexsolution of Bohus granite in different water types.

Resultaten av 1 veckas autoklavering av Bohusgranit finns redovisat i diagram 1. Det destillerade vattnets förmåga att laka joner från bergmaterialet är liten vid pH över 6.5 och ökar i intervallet $\text{pH} < 6.5$. Härvid bör påpekas att försöksresultatet är en kombination av lågt pH och tillsats av SO_4^{2-} -joner. Vattenledningsvattnet har genom sin högre primära jonkoncentration större aktivitet och urlakande förmåga. De joner som huvudsakligen lakas ut ur bergartsmaterialet i alla vattentyperna är SiO_2 , Na_2O , K_2O , CaO , MgO och Al_2O_3 . Genom att en vittringshud bildas på bergartsytan måste en större mängd joner ha lakats ut ur mineralen, men åter bundits i samband med nya mineralbildningar.

Ettapp 2 startades 1977 och avsåg att testa ett större antal bergarter under likartade förhållanden som i 1974 års förstudie. Försöken avsåg även testningar under längre tidsperioder, för att erhålla basdata till en större och mer omfattande undersökning. För detta ändamål omkonstruerades och nytillverkades autoklaven för att bättre passa försöken, bild 2. Denna andra generation autoklaver överensstämmer med Perkin-Elmer autoklaverna vad gäller volym och dimensioner på reaktionskärlet. Aktiva ytan av använt bergmaterial är 150 cm^2 och lakvattenmängden är 75 ml.



Bild 2

Autoklaver, använda i de nuvarande undersökningarna efter 1977.

Dissolution bombs used in the present investigations after 1977.

I samband med påbörjandet av etapp 2 framkom önskemål om testning av Stockholmsgranitens förhållande till olika vattenkvaliteter och speciellt urlakning av joner i saltvatten. Det senare beroende på att man diskuterat möjligheten att använda vatten från Östersjön som värmebärande medium från kärnkraftanläggningen vid Forsmark.

Försöken med Stockholmsgraniten utfördes på samma sätt som tidigare försök med Bohusgranit, dvs 150°C, 6 atm. och 1 veckas autoklaveringstid. Vad resultaten beträffar överensstämmer dessa väl med Bohusgranitens värden, dvs en totalurlakning kring 250 ppm i vattenledningsvatten och kring 100 ppm i destillerat vatten med varierande pH.

Havsvattnet som användes i försöken utgjordes av s.k. normalvatten, vilket användes i oceanografin som standard vad gäller salinitet etc.

Resultatet av Stockholmsgranitens autoklavering i havsvatten med en klorinitet av 19.376 ‰ framgår av diagram 2. Totalurlakningen blev 1250 ppm, vilket innebär en sexfaldig ökning i jämförelse med vattenledningsvatten. Proportionerna mellan jonerna blir helt annorlunda än vad man erhåller från exempelvis vattenledningsvatten. Dominerande jonslag vid urlakningen med saltvatten är Na_2O och CaO , varav enbart Na_2O svarar för ca 900 ppm. SiO_2 som i tidigare försök varit dominerande jonslag visar ingen tendens till ökning. Eftersom sammansättningen av vittringshuden ej bestämts kan ej med säkerhet jonurlakningen förklaras. Troligt är att bl.a. SiO_2 och Al_2O_3 deltar i lermineralbildningen i större

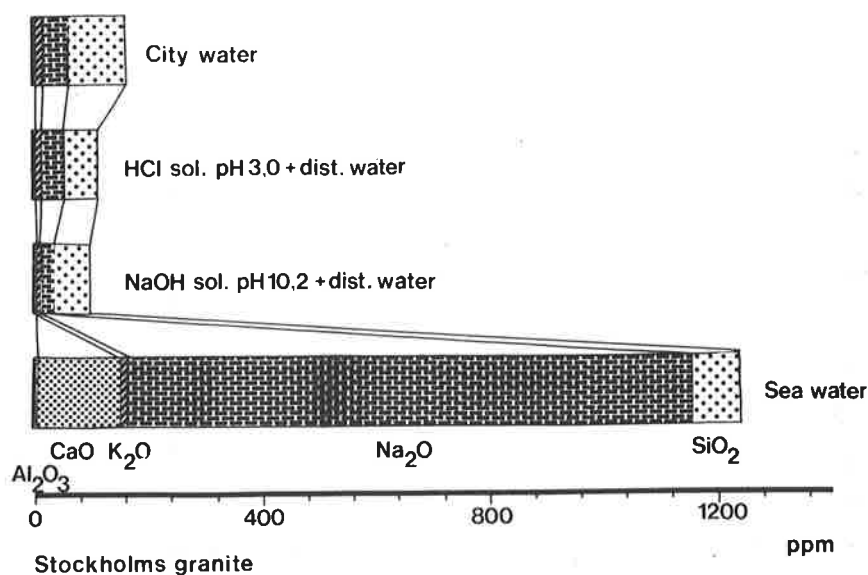


Diagram 2

Jonurlakning i Stockholmsgranit i olika typer av vatten.

Ionexchange of Stockholm granite in different water types.

omfattning än Na_2O och CaO som proportionellt sett tillföres lakvattnet i större mängd. Det kan emellertid här konstateras att vattenkvaliteten har mycket stor betydelse för hetvattenlagring och att saltvatten med hög salinitet är helt olämpligt för lagring och distribution av energi. Ytterligare försöksserier bör emellertid göras för klarläggande av övriga bergartstypers påverkan av saltvatten. Vidare bör maximal godtagbar salinitet för saltvatten i hetvattenlagringssammanhang bestämmas genom försök.

En av målsättningarna med etapp 2 var att klarlägga sambanden vid jonurlakningen under en längre tidsperiod än en vecka. För detta ändamål utvaldes en serie magmatiska bergarter med vitt skilda mineralogiska sammansättningar. Serien utgjordes av en kalifältspatrik syenit-alkaligranit, en granit, en granodiorit och en gabbro. Autoklaveringsförsöken pågick under en period av 37 veckor. Byte av vatten utfördes efter en vecka och där- efter var fjärde vecka för att påskynda urlakningsprocessen. Försöken utfördes med vattenledningsvatten med en temperatur av 150°C och under ett tryck av 6 atm. Resultaten finns redovisade i diagram 3 t.o.m. 6 och provens ytstruktur efter 6 månader framgår av bild 3 för de olika ingående bergartsproverna.

Prov Syenit - Alkaligranit

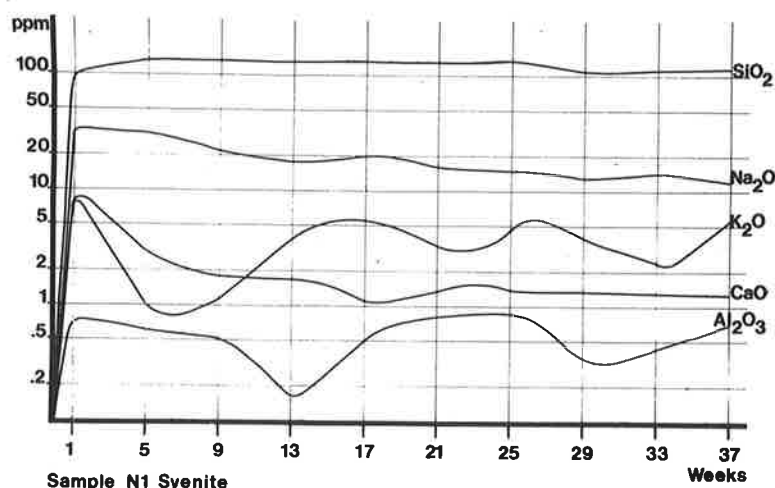


Diagram 3

Jonurlakning i en syenit under 37 veckor.

Ionexsolution of a syenite during 37 weeks.

Trots dominansen av kalium och aluminium i bergartsprovet visar natrium och kalcium proportionellt sett högre värden i lakvattnet. $\text{Na} > \text{K}$ i lakvattnet gäller för denna bergartstyp och förefaller även gälla generellt i alkaliska och sura bergarter. Kalcium urlakas redan från första veckan, till skillnad från flera basiska bergarter, där kalciumurlakningen successivt fördröjes upp till maximalt 21 veckor (diagram 6). Kiselhalterna visar värden kring 100 ppm, vilket även är fallet för övriga bergarter i försöksserien. En viss tendens finns till högre halter av SiO_2 i lakvattnet från sura bergarter och ett något lägre värde från basiska bergarter.

Urlakningen angriper speciellt fältspatfasen i bergarten. Angreppet sker i mineralkornens ytterkanter, där man har de högre natriumhalterna. Detta orsakar den snabba Na-urlakningen.

Glimmermineralen påverkas mycket lite av urlakningsprocessen och är ej heller påväxta med nybildade mineral.

Prov Granit

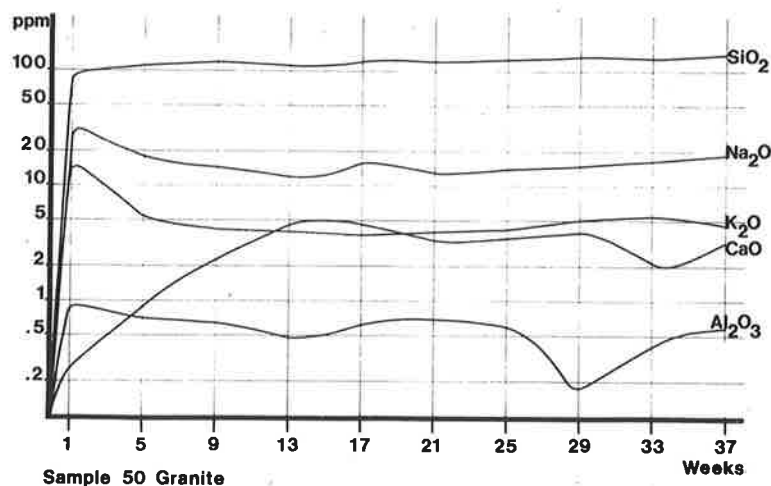


Diagram 4

Jonurlakning i en granit under 37 veckor.

Ionexsolution of a granite during 37 weeks.

Granitprovet visar i stort sett samma jämviktshalter i lakvattnet som syenit-alkaligraniten med undantag av CaO. Urlakningen av kalcium sker med en viss fördröjning trots att bergartens innehåll av detta element proportionellt har ökat i förhållande till syenit-alkaligraniten. Urlakningen angriper i första hand fältspatfasen även här (se bild 3) med nymineralbildning som följd.

Prov Granodiorit

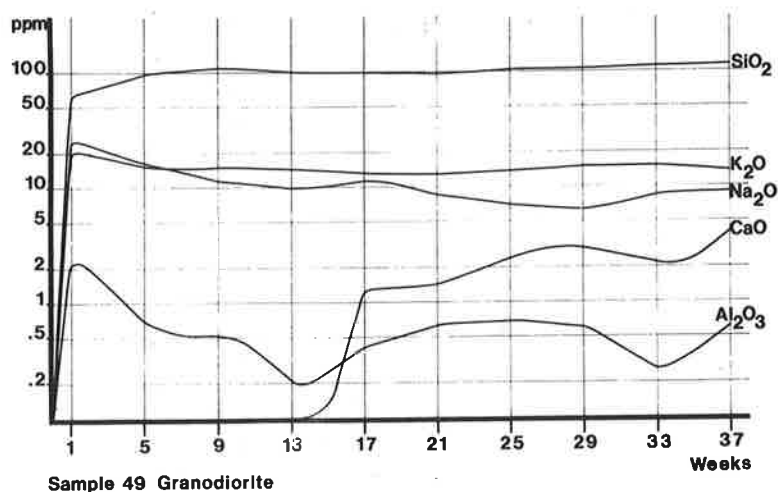


Diagram 5

Jonurlakning i en granodiorit under 37 veckor

Ionexsolution of a granodiorite during 37 weeks.

I granodioriten sker en urlakning av SiO_2 i samma storleksordning som tidigare, dvs ca 100 ppm. $\text{K}_2\text{O} > \text{Na}_2\text{O}$ i lakvattnet från denna bergartstyp trots att bergarten proportionellt sett är fattigare på kalium än natrium. Kalciumurlakningen startar först efter 13 veckor och når jämvikt med lakvattnet efter ca 29 veckors lakning. Förklaringen till dessa effekter kan troligen sökas i den kraftiga nybildningen av vittringsprodukter, vilka medför förändringar av respektive jons lakvattenjämvikt. Vittringens utseende framgår av bild 3.

Prov Gabbro

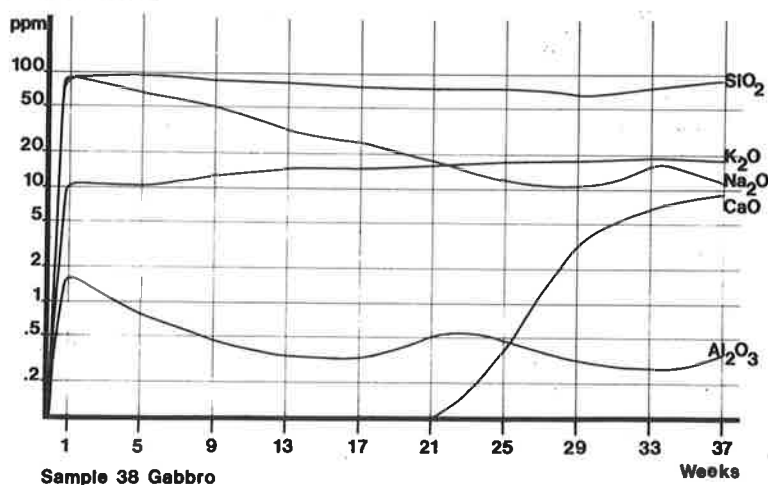


Diagram 6

Jonurlakning i en gabbro under 37 veckor.

Ionexsolution of a gabbro during 37 weeks.

Urlaknings- och speciellt omvandlingsprocesserna har varit störst i denna bergart. Här har alla i bergarten ingående mineral deltagit i reaktionerna. Fältspatfasen visar kraftig omvandling i ytterkanterna av kornen medan kärndelarna är relativt intakta. Detta innebär att det är den natriumrikare fältspaten som urlakas först medan de kalciumrikare inre delarna urlakas långsammare, vilket är helt i överensstämmelse med tidigare kända vittringsmodeller. Kalciumurlakningen startar först efter 21 veckor och når ett jämviktsläge efter ca 37 veckor.

Lakvattnets primära innehåll av järn och magnesium tas upp i nymineralbildningsprocesserna på ytan av olivin, pyroxen och även av malmfasen.

Omvandlingen och urlakningen når på djupet ca 1 mm längs korngränserna på nio månader och någon tiondels mm in i själva mineralkornet. Som framgår av diagram 6 uppnås ett jämviktsläge mellan mineralfas och lakvatten för varje element, som då stabiliseras på en viss nivå utan tendens till att sjunka eller öka. Detta innebär att nybildade vittringsprodukter har en så lucker struktur att ytterligare joner kan diffundera genom det vittrade ytskiktet och tillföras lakvattnet.

Bestämning av analysernas noggrannhet

Efter nio månaders vittring med upprepat vattenbyte har ej kunnat konstateras någon minskning av jontillförseln till lakvattnet, vilket framgår av diagram 3-6. Man kan därför antaga, att innan vittringsprocessen upphör, om den överhuvudtaget kan stoppas, krävs en mycket lång tidsperiod med nybildning av vittringsprodukter. Dessutom måste vittringsprodukterna ha en "tätande" effekt, vilket ännu ej har kunnat bevisas.

För att klarlägga erhållna resultats tillförlitlighet och de variationer som uppstår beroende på variation i exponeringsgrad av i bergarten ingående mineral och genom mikrosprickbildning i mineralkornen, har tio prov av granodiorit parallelltestats under 13 veckor. Resultaten finns redovisade i diagram 7 och ger samma jonfördelning i stort som långtidsförsökets granodioritprov både vad gäller jämviktskoncentrationen i lakvattnet och jonfördelningen sinsemellan. Följande spridningsintervall har erhållits:

SiO ₂	129 ppm ± 6 ppm	CaO	4 ppm ± 1.4 ppm
K ₂ O	18 ppm ± 0.6 ppm	Al ₂ O ₃	0.5 ppm ± 0.15 ppm
Na ₂ O	14 ppm ± 0.6 ppm		

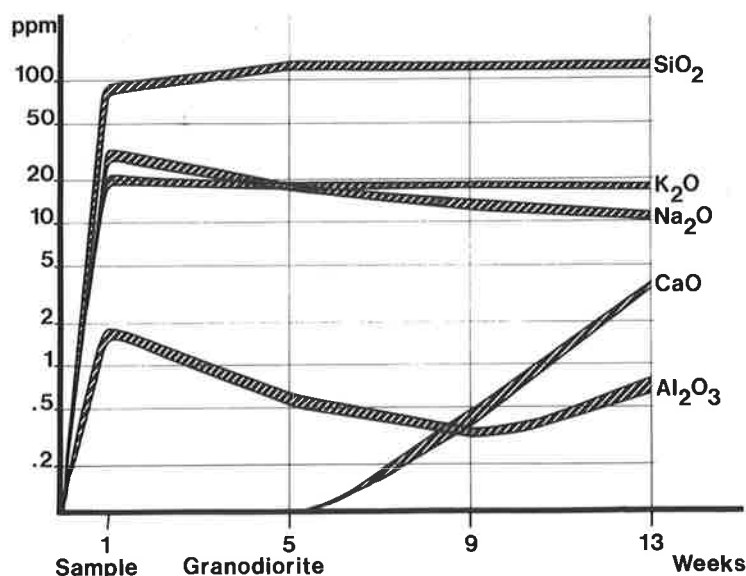


Diagram 7

Statistikförsök. 10 prover från samma granodiorit är testade.

Accuracy test runs comprising 10 different samples of the same granodiorite.

Kalciumurlakningen startade i tre av de tio granodioritproven efter femte veckan. Den närmast efterföljande tidsperioden visar en något större spridning än efter det att jämviktsläge inträtt (ca 20 veckor) med lakvattnet beroende på att ytterligare prov börjar urlakas på kalcium. K₂O > Na₂O i lakvattnet från alla prov inom statistikserien.

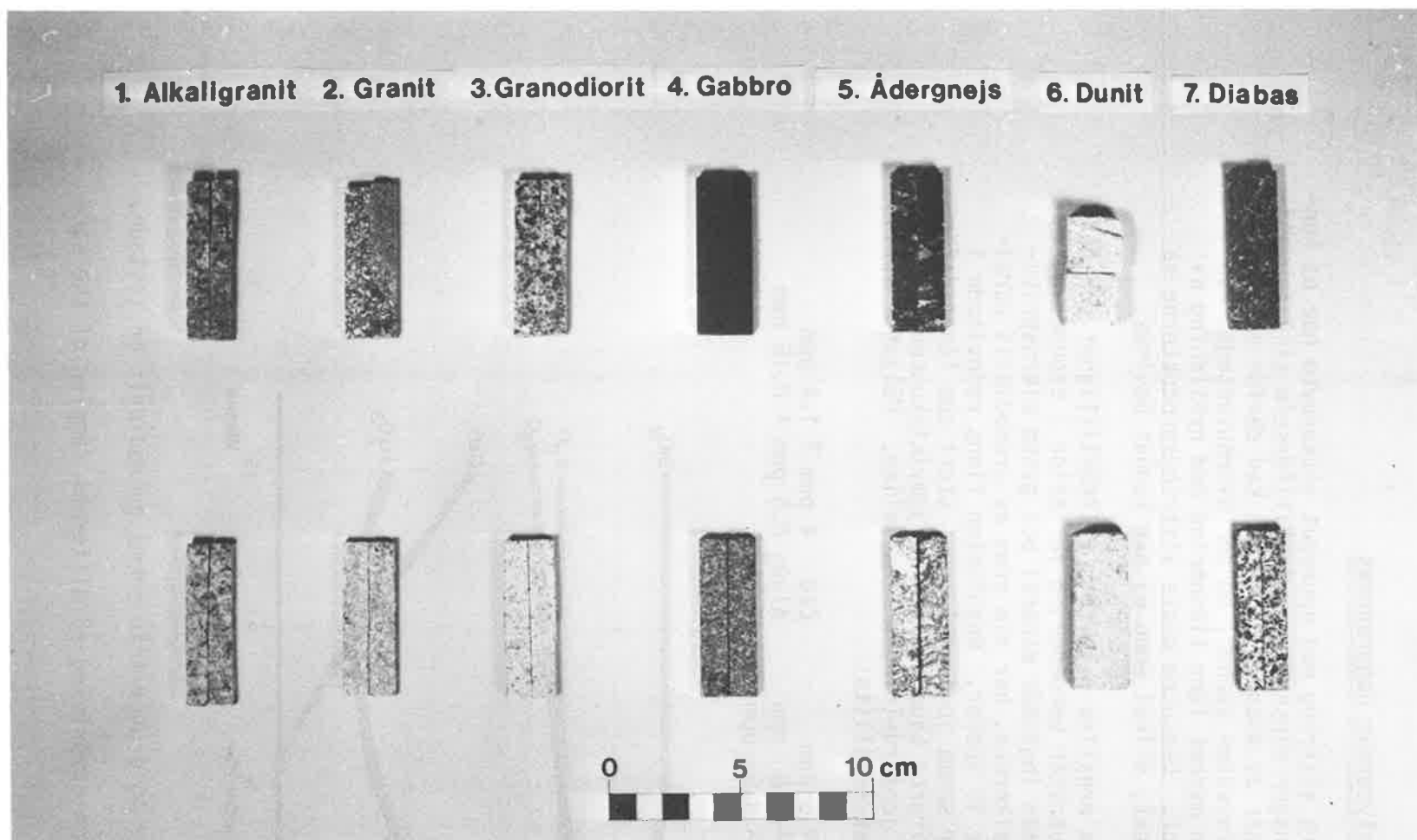
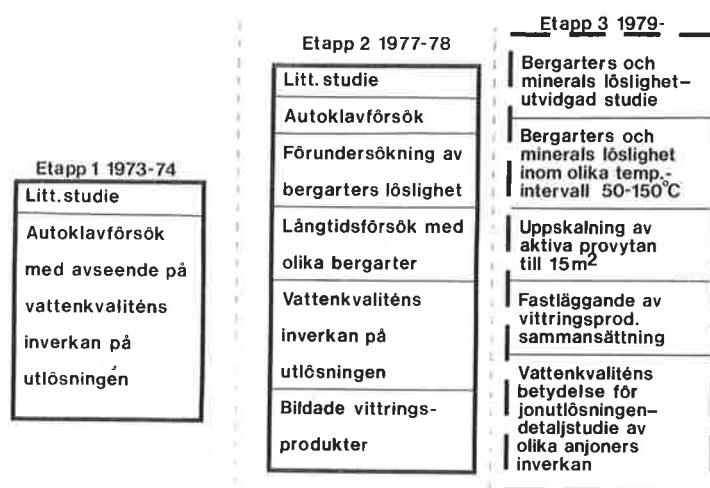


Bild 3. Bergartsprover utsatta för upprepade urlakning under 37 veckor (jämför diagram 3-6). Övre raden friskt berg och undre raden samma bergartsmaterial efter 37 veckors lakning. Bergartsproven ådergnejs, dunit och diabas ingår ej i beskrivningen i föreliggande sammanställning.

Rock samples heated in hot water during 37 weeks. The upper row consists of fresh rock material. The lower row shows the same rock material after 37 weeks in hot water. The rock samples gneiss, dunite and diabase are not included in the present description.

Av resultaten i diagram 7 kan dras den slutsatsen att utsågade bergartsskivor i testerna ger en god kontroll och noggrannhet vid försökens genomförande. Variationer för övriga sexmånadersprover kan beräknas från resultaten i diagram 7. Statistiktestning av övriga långtidsserier pågår för närvarande.



Tidsplan för projektet Hetvattenlagring i berg - kemisk del

Figur 8

Tidsplan för projektet Hetvattenlagring i berg - kemisk del.

Under 1970-talet har två etapper med litteraturstudier och förförsök genomförts. Resultaten av dessa båda etapper pekar mot en tredje slutlig etapp, där ytterligare samband vad gäller hetvattenlagringens kemiska problem klarlägges. Detta är speciellt viktigt, då man idag ej har tillräcklig kunskap om komplexa mineralsystems reaktioner i samband med hetvattenlagring. Reaktioner som kan skapa försämrade bergstabilitet genom påverkan av mineralfogarna i bergarten eller ge utfällningar och korrosion på värmeväxlarsystem.

Etapp 3 som skisserats i figur 8 upptar fem viktiga delar som bör vara klarlagda innan hetvattenlagringsanläggningar och energitransportsystem byggs i större skala.

Första delen av etapp 3 omfattar en utvidgad studie av olika bergartstypers löslighet i hetvatten vid olika temperatur och tryck. Försöksserien skall omfatta bergarter dels ur olika bildningsmiljöer dels med olika kemisk sammansättning och kunna ge basvärden för beräkning av en berganläggnings urlakningspotential för en given primär vattensammansättning.

Genom att nuvarande och tidigare försök utförts i mycket små autoklaver är det av största betydelse att studier även sker i en större autoklav med en kraftigt förstörad aktiv bergartsyta. Detta för att erhålla mer exakta och tillförlitliga urlakningsvärden som kan användas för framtida beräk-

ningar av urlakningen i hetvattenlagringsanläggningar. Större autoklaver är för närvarande under byggnad och skall kunna innehålla bergsmaterial av 15 m² yta och 75 liter vatten. De första resultaten av tester med storautoklav beräknas föreligga i september 1979.

För att kunna klarlägga sambanden urlakning - nymineralbildning - jämviktslägen för joner i lakvatten, måste sammansättningen av bildade vittringsprodukter fastläggas liksom vad som skett med primärmineralen vid urlakningen. Denna del av etapp 3 är mycket komplicerad vad gäller kemiska bestämningar av vittrad bergart och nya mineral men vid försöksanalyser under våren med bl a jonsond har resultat uppmätts, som visar att problemen är lösbara.

Av diagram 2 visande Stockholmsgranitens reaktioner i olika vattentyper framgår att vattenkvaliteten kan få avgörande betydelse för skapandet av ett tillförligt och fungerande hetvattenlagrings- och distributionssystem. För närvarande har enbart försök utförts med en enda vattentyp med mycket små eller inga variationer i sammansättningen. Det är därför nödvändigt att utföra testserier med exempelvis vatten av olika sammansättning som ytvatten från sjöar - älvar och saltvatten med olika salinitetsvärden. Vidare bör vatten med tillsats av SO₄²⁻, HCO₃⁻ etc undersökas speciellt, då anjoner troligen har mycket stor effekt på jonurlakning av bergarterna i hetvattenlagrings-sammanhang.

Referenser

- Bernhardsson, H., 1974: Slutrapport över litteraturundersökning av bergarters hållfasthet och löslighet vid lagring av hetvatten i bergrum. Publ. by the Swedish Rock Mechanics Research Foundation, 1973.
- Ronge, B.S.H., Bernhardsson, H., 1974: A new application of a teflon lined decomposition bomb. Atomic Absorption Newsletter, Vol. 13, No. 3.

Summary.

Since the early parts of 1970:ies research work has been done on the problems of using hot disposal water (150°C and 6 atm 0.6 MPa) from nuclear power plants. This project was initiated by the Swedish Rock Mechanics Research Foundation (BeFo).

In order to get exsolution values of rocks and minerals in a temperature range of 50-150°C a literature survey was carried out in 1973-74. The result of this study gave, on the one hand, only exsolution data on pure mineral phases mainly run in tests with distilled water, and on the other, data from active volcanic areas with circulating groundwater forming different kinds of weathering products out of the volcanic rocks in temperature systems ranging from 150°C to 300°C. This means that very few data were available when starting the present investigation, where defined temperature did not exceed 150°C and pressure was less than 0.6 MPa. Therefore it was necessary

to make laboratory investigations on rock and mineral exsolution. The first test was run on granitic rocks in a small teflon lined bomb (pictures 1 and 2) containing granite slices with an active exposed surface of 150 cm^2 and a water phase covering the slices of 75 ml. The rock slices were cut out on a diamond saw. Very smooth surfaces were given and surface irregularity is therefore controlled. The tests were run for one week at 150°C and 0.6 MPa followed by an examination of the ions in the test water. Results of these test runs can be seen in diagrams 1 and 2, where different types of water with varying pH have been used. The results show only exsolved ions from the rock material, since the ion content of the primary water has been withdrawn from the test water analyses. It is evident from this test that the primary water quality is very important when handling hot water in unlined crystalline rocks.

This result leads to the conclusion that big problems will arise when using sea water with exsolution of ions out of the solid phases and corrosion problems will arise in the heat exchanger systems.

It is evident that the exsolution processes are very complex and even if it is possible to get data for a single mineral system it is impossible to combine a single mineral system into a rock type and thereby get a good estimation of ion exsolution. Studies have been carried out on mineral composition and mineral amounts of the granites used without getting any correlation between the solid phase and the water phase composition. Therefore it is at present necessary to determine the ion exsolution rate for each rock type at a certain specific water quality.

Since the first test with granite material was run only for one week, it is impossible to say anything about weathering products formed and equilibrium relations between solid and water phases. Therefore a long-term test run was done using four different magmatic rock types which can be seen in picture 3. The tests were run under the same conditions as formerly, using city water. The water was changed every four weeks in order to speed up the ion exsolution and formation of weathering products. The results of these test runs are seen in diagrams 3, 4, 5 and 6. During the first week an equilibrium value between solid and water phase is almost reached for most of the ions taking part in the reactions. Such predictions that a rock material with high amounts of ions, for example potassium in an alkali granite or calcium in a gabbro, ought to give a high amount even in the water phase are not valid. It is on the contrary more or less so that a low primary content of K^+ , Ca^{2+} and Na^+ in a rock-type gives relatively high concentrations in the water phase. Calcium, being a major constituent for example in a gabbro, is not detectable in the water phase during the first 21 weeks - as seen in diagram 6. Such phenomena can be explained only when the whole system is known, which means: primary rock composition, composition of formed weathering products and water composition.

To determine the accuracy of the tests carried out, a series of ten samples of identical granodiorite was run under the same conditions as the long-term tests during a period of 20 weeks. Results of this investigation for a period of 13 weeks are shown in diagram 7 and it is obvious that there are small differences. They are, however, of such a magnitude that they can be accepted. The differences depend probably on some of the following matters; variation in degree of exposed surface of the different minerals, analytical errors, surface roughness, and "catalytic effects" between minerals. All elements detected were present at the same time in the reaction water except for calcium ions. This element was found only in three out of ten samples after five weeks' tests and after a further 4 weeks six out of 10 showed calcium. After thirteen weeks all samples had detectable amounts of calcium and after 20 weeks calcium equilibrium was established between solid and water phases in all samples.

During the following 3-year period the above described preliminary investigation will be followed by a more detailed and extended study on the problem of exsolution of ions in connection with hot water storage and distribution. The aim will be to find empirical exsolution formulas for different rock types in various water qualities used when constructing distribution and storage systems.

This means that the following five main subjects will be carefully examined.

1. An extended study of ion exsolution from various rocks of magmatic and metamorphic origin.
2. Test-runs at different temperatures in the range 50-150°C.
3. Increasing of the active surface from, at present, 150 cm² to 15 m² in order to establish accurate data for the final and full scale construction work.
4. Determination of weathering products, depth of the weathering processes in the rock, and their rock-mechanical implications etc.
5. A study on the interaction of different anions in the reaction water such as SO₄²⁻, HCO₃⁻, NO₃⁻ etc.

HYDROGEOLOGISKA SYNPUNKTER PÅ GRUNDVATTENLÄCKAGE I TUNNLAR

Hydrogeological aspects on ground water leakage into tunnels

Leif Carlsson och Tommy Olsson
Sveriges geologiska undersökning, Uppsala

INLEDNING

Anläggningsarbeten under grundvattenytan medför vanligtvis en inläckning av grundvatten i större eller mindre omfattning. Denna vatteninläckning kan vara av varierande omfattning, från praktiskt taget torrt berg utan synbar inläckning upp till markanta inflöden om flera tiotals m³ per minut.

I samband med bergarbetena krävs det förhållandevis stora vattenmängder för att allvarliga problem skall uppstå vad gäller in-drift, säkerhet och länshållning. Däremot kan mycket små inläckande vattenmängder förorsaka skador på installerad utrustning, vilket kan innebära allvarliga problem med anläggningens funktion. Små vattenläckage kan också förorsaka problem avseende grundvattensänkning och sättningar i anläggningens omgivningar. I figur 1 redovisas några exempel på negativa effekter och deras orsaker i form av inläckande vatten eller resulterande grundvattendränering.

INLÄCKANDE VATTEN

- Driftstörningar
- Säkerhetsproblem
- Stabilitetsproblem
- Länshållningssvårigheter
- Skador på installerad utrustning

GRUNDVATTENDRÄNERING

- Sättningsproblem
- Minskad vattentillgång
- Inträngning av förorenat vatten (salt mm)
- Vegetationspåverkan

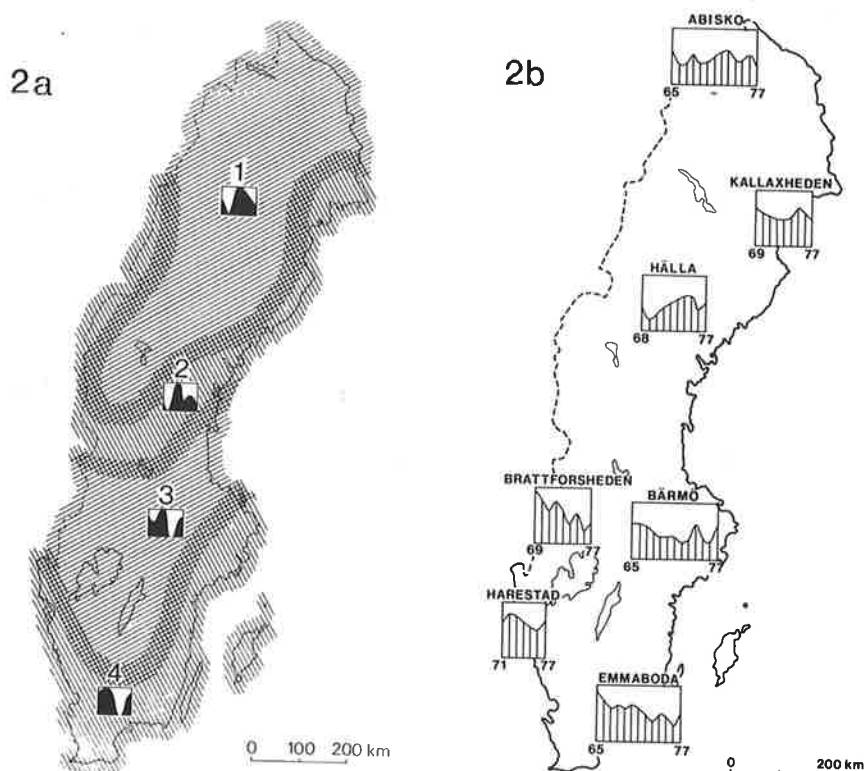
Figur 1. Grundvatteninläckningens konsekvenser. Vissa problem orsakas av det inläckande vattnet och andra av den resulterande grundvattendräneringen.

The effects of the ground water inflow. Some of the problems are related to the seeping water, while others are created by the resulting ground water drainage.

SKADEVERKNINGAR

Sambandet mellan sättningsskador och undermarksanläggningens grundvattendränning har sedan länge observerats, men det är först under de senaste decennierna som sambandet allmänt accepterats. Exempel på skadeverkningar har redovisats av bland andra, Morfeldt (1967), Morfeldt, Nordin och Roosaar (1967), Morfeldt och Hultsjö (1973), Broms (1973), Lindskoug och Nilsson (1974), Bjurström (1977) och Broms, Carlsson och Fredriksson (1977).

Det kan i många fall vara svårt att särskilja en grundvatten-sänkning orsakad av anläggningsarbetena från en grundvatten-sänkning orsakad av andra processer. Inom urbaniserade områden bortleds dagvatten och tätgjors ytor i allt större omfattning, vilket successivt minskar grundvattenbildningen. Grundvattnet uppvisar därtill normala nivåvariationer som dels är årsbundna och dels utdragna över längre tid enligt figur 2, där dessa naturliga grundvattenståndsvariationer redovisas schematiskt. Den årsbundna variationen (figur 2a) uppvisar karaktäristiska drag med varierande tidpunkter för lågt och högt grundvattenstånd i olika regioner. Långtidstrenderna exemplifieras i figur 2b, där de relativa nivåförändringarna är angivna för ett antal representativa grundvattenmagasin. I östra Svealand och östra Götaland har en klart sjunkande trend konstaterats från 1967 till 1976 och det är först i samband med de senaste nederbördsrika åren som denna trend har förbytts i en stigande.



Figur 2. Grundvattnets naturliga nivåvariationer. 2a. Schematisk årsvariation i olika regioner (Nordberg och Persson 1976). 2b. Långtidsvariationer i några olika grundvattenmagasin (SGU:s grundvattennät).

Fluctuations of the ground water level. 2a. Schematic yearly variation. 2b. Long-term trends in some aquifers.

Den grundvattenpåverkan som en undermarksanläggning kan medföra är ej nödvändigtvis av negativ karaktär. Sättningar i jordlagren inom obebyggda områden medför att jordartens förkonsolideringsgrad ökar, vilket kan ses som en positiv effekt inför en eventuell framtida bebyggelse.

Ett problem som i mindre omfattning än övriga är registrerad i samband med undermarksbyggande är den inströmning av salt havsvatten som kan förekomma vid anläggningar i kustnära områden. Effekterna av detta är att bergbrunnar kan bli oanvändbara genom alltför hög kloridhalt. Berntsson (1966) visar på denna effekt i samband med drivningen av en transporttunnel vid Limhamns kalkbrott i Skåne. Saltvatteninträngningen kan också medföra risk för korrosion, skadlig för konstruktioner och förstärkningar i anläggningen.

GEOLOGISKA OCH HYDROGEOLOGISKA EGENSKAPER HOS SVENSK BERGGRUND

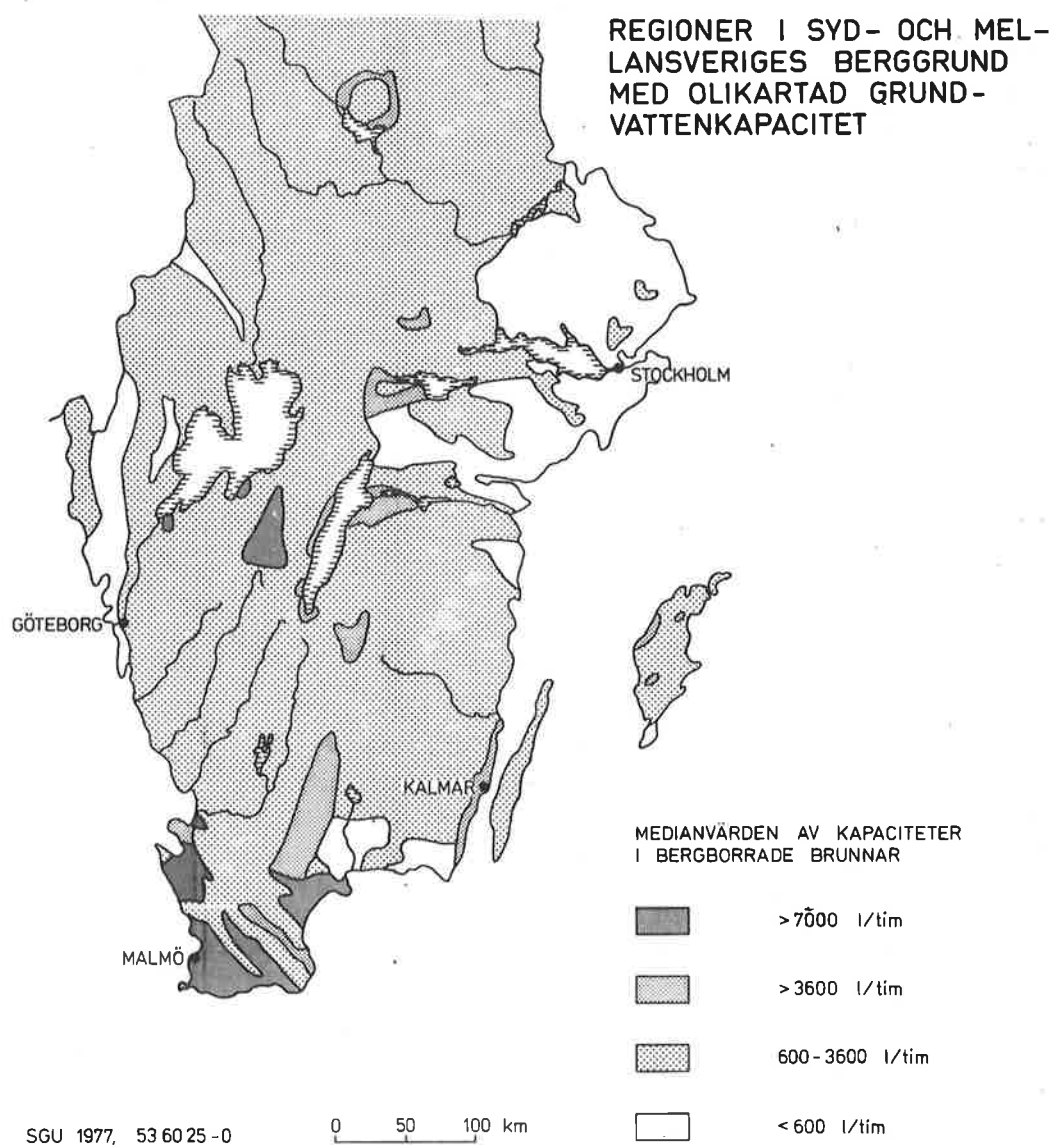
Vattenförhållanden i berggrund

Sveriges internationellt sett säregna geologiska uppbyggnad med unga jordlager från istiden (leror, morän etc.) som vilar på det mycket gamla kristallina urberget, har gett upphov till två dominerande och skilda grundvattenförekomster, nämligen grundvatten i jordlager respektive urberg. Förutom dessa areellt sett dominerande grundvattenförekomster finns även stora mängder grundvatten i områden med sedimentär berggrund.

I figur 3 visas en regional indelning av berggrunden som kan göras på basis av dess vattenförande förmåga. Huvuddelen av de mer vattenförande områdena utgörs av sedimentära bergarter, även om vissa urbergsområden kan vara starkt vattenförande. För grundvattenförhållandena i lokal skala är de förkastningar, sprickzoner etc. som genomsätter bergmassan av största betydelse och sprickrika bergpartier kan orsaka stora inläckande vattenmängder i samband med bergarbeten.

Vid utbildandet av sprickor och spricksystem är bergartstypen av stor betydelse. Olika bergarter ger, beroende på deras seghet respektive sprödhet vid deformation, upphov till olika spricksystem med skilda hydrauliska egenskaper. Sprickor i granitiska bergarter är vanligtvis mer öppna och olika sprickgrupper korsar varandra så att ett sammanhängande spricksystem uppkommer. Sprickor i gnejser är däremot vanligen mer slutna och är dessutom ensidigt riktade vilket gör att inget sammanhängande system uppkommer.

Figur 4 visar schematiskt vattentillgången i några olika bergartstyper med olika struktur. Sedimentbergarter är normalt mer vattenförande än kristallina bergarter och av dessa senare är graniterna normalt mer vattenförande än gnejserna till följd av den olika sprickstrukturen i respektive bergart. Dock kan gnejser med horisontell förskiffring och med horisontella sprickor vara kraftigt vattenförande (SGU 1977).



Figur 3. Regioner i Syd- och Mellansveriges berggrund med olika grundvattenkapacitet (SGU 1977)

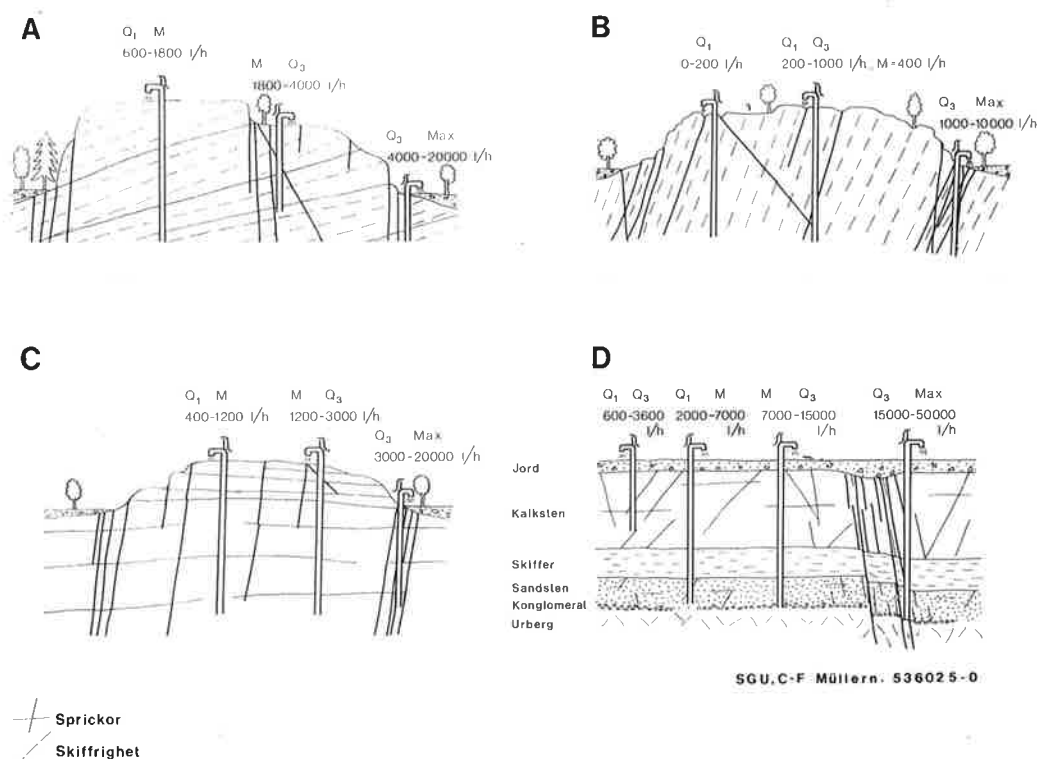
Regions with different water-bearing capacities in southern and central Sweden.

Inläckande vattenmängder till olika undermarksanläggningar

I tabell 1 redovisas inläckande vattenmängder från några svenska gruvor och anläggningar. Ett antal utländska gruvor är även medtagna för jämförelse.

Jämför man de inläckande vattenmängderna i de svenska berganläggningarna, visar det sig att anläggningar i sedimentära bergarter har högre inläckning än anläggningar i urberg. I medeltal cirka fyra gånger så hög inläckning i sedimentbergarterna jämfört med de kristallina bergarterna.

De inläckande grundvattenmängderna i anläggningar i våra svenska bergarter är tämligen blygsamma i jämförelse med de grundvat-



- A. Gnejs med flackt stupande skiffrighet t.ex. i Västergötland.
 B. Gnejs med brant stupande skiffrighet t.ex. i Södermanland.
 C. Massformig granit t.ex. i Småland.
 D. Sedimentär berggrund t.ex. i Närke och på Öland.

Kapacitetsvärdena är statistiskt beräknade med hjälp av uppgifter från brunnborrningar i olika bergartsled. Q₁= undre kvartil, M= medianvärde och Q₃= övre kvartil.

Figur 4. Olika förutsättningar för grundvattenutvinning i berggrund med olika struktur (SGU 1977).

Conditions for ground water extraction in different rock types with varying structures.

teninflöden som förekommer i anläggningar i andra starkt vattenförande bergarter. Även vatteninläckningen till Laisvall och Juktan, vilka båda är kända för hög vatteninläckning, är liten i jämförelse med många utländska anläggningar.

Bergmassans hydrauliska egenskaper

Bergmassans permeabilitet i kristallint urberg betingas helt av de förekommande sprickorna. I vissa sedimentära bergarter har förutom sprickorna, även bergartsmaterialet betydelse för bergmassans permeabilitet. Bergartsmaterialet i vissa sedimentära bergarter innehåller i vissa fall en betydande mängd öppna porer (till exempel sandsten, lös kalksten) i vilka grundvattnet i varierande omfattning kan transporteras. Denna skillnad mellan de båda bergartstyperna medför att permeabiliteten i sedimentära bergarter i många fall är högre än i urberg.

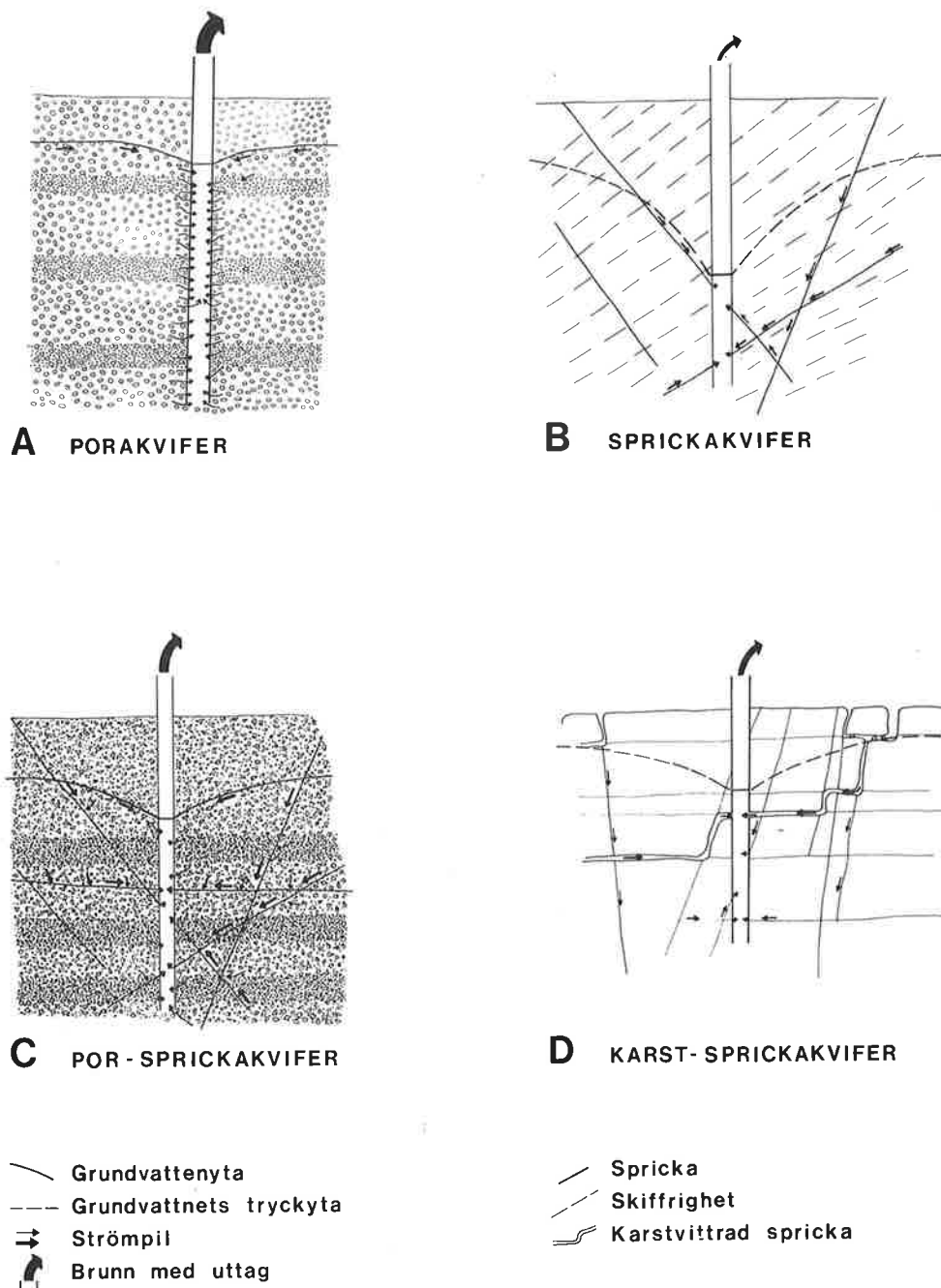
Man kan på basis av vattenförekomst och permeabilitet dela in de

Tabell 1. Inläckande grundvatten till några gruvor, dagbrott, gruvområden och andra undermarksanläggningar (SGU 1978).

Anläggning		Berggrund	Inläckande grundvatten m ³ /min	Djup under grundvatten- yta m
Stripa	Sverige	Urberg	0,5	400
Stråssa	"	"	1,8	125
Värmlandsberg	"	"	0,1	370
Udden	"	"	1,0	200
Långdal	"	"	0,6	250
Renström	"	"	0,5	800
Falun	"	"	0,6	450
Juktan	"	"	21,0	300
Forsmark	"	"	2,0	60
Blekinge	"	"	0,02	
Laisvall	"	Fjällberggrund	25,0	
Våmb	"	Sedimentär bergg.	1,5	45
Ranstad	"	"	1,0	20
Limhamn	"	"	3,0	
Höganäs	"	"	4,5	
Billesholm	"	"	7,3	
Bjuv	"	"	3,0	
Skromberga	"	"	3,7	
Hyllinge	"	"	4,0	
Ormastorp	"	"	3,0	
Dorog	Ungern	"	120	40
Tatabanya	"	"	100	50
Megapolis	Grekland	"	67	60
Far West Rand	Sydafrika	"	106	3900

vattenförande geologiska bildningarna - akvifererna - enligt figur 5. Urberget kan normalt karaktäriseras som en sprickakvifer, medan de sedimentära bergarterna i många fall är av typ por- sprickakvifer. Jordarter, exempelvis grus och sand, samt vissa sandstenar kan karaktäriseras som porakviferer medan kalkstenarna kan uppträda som karstakviferer. Men de flesta bergarterna kan dock hänföras till någon av de förstnämnda typerna. Detta innebär att berggrundens sprickor i såväl urberg som sedimentärt berg har avgörande betydelse för bergets grundvattenförande förmåga.

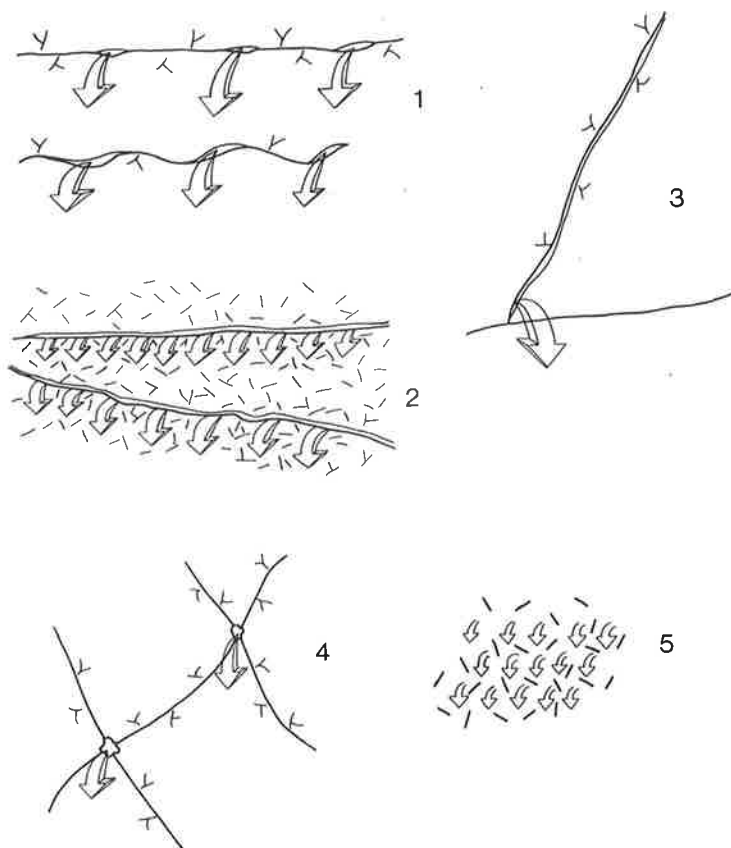
Vatteninläckningen till en undermarksanläggning uppträder huvudsakligen enligt olika modeller enligt figur 6. I bergmassans övre delar dominerar de horisontella sprickorna och vanligen är läckaget koncentrerat till lokala öppningar i ett sprickplan. Med ökat djup minskar emellertid de horisontella sprickorna i betydelse till förmån för de vertikala. I vissa sedimentära bergarter sker dessutom en betydande del av inläckningen genom bergartens porer vilket resulterar i ett diffust inflöde.



Figur 5. Olika typer av grundvattenförande formationer - akviferer (SGU 1977).

Different types of water-bearing formations - aquifers.

Bergmassans permeabilitet är betydelsefull för hur mycket vatten som kan läcka in till en anläggning. Figur 7 visar permeabilitetsvärden som har erhållits vid grundvattenundersökningar i olika bergarter. Värdena kan betraktas som normala för respektive bergart, även om berget kan vara såväl tätare som mer genomsläppligt. Sedimentbergarterna tenderar att ha högre permeabilitetsvärden än de kristallina bergarterna. För sprickzoner i såväl urberg som

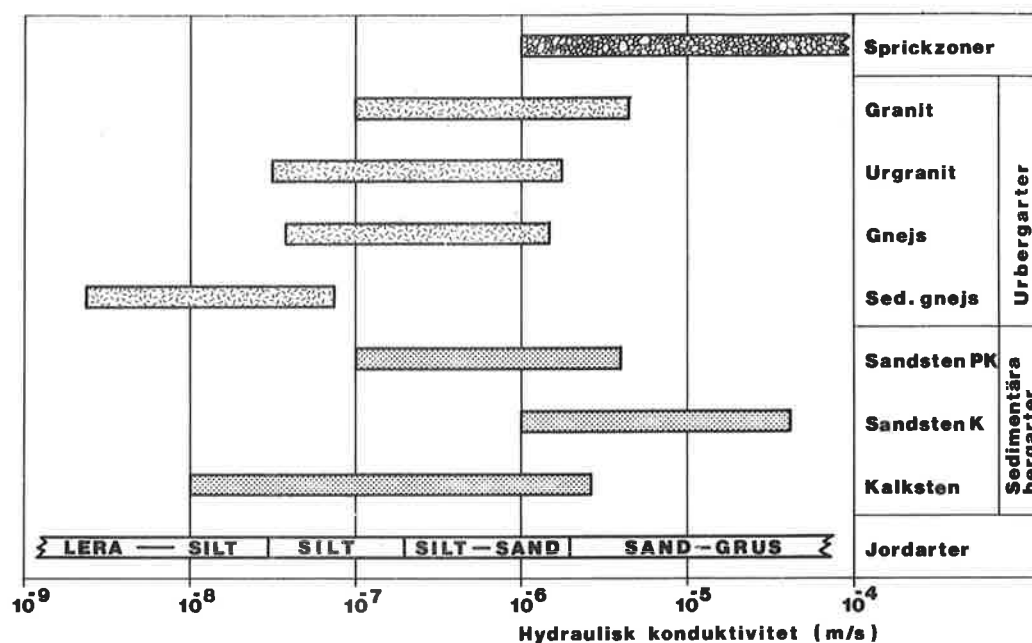


Figur 6. Schematisk illustration av olika läckagetyper. 1. Flack spricka med hål. 2. Flack eller medelbrant spricka. 3. Brant spricka med läckaget koncentrerat till sprickans undre begränsning. 4. Korsande sprickor. 5. Diffust läckage (Carlsson och Olsson 1977a).

Schematic illustration of different types of water inflow. 1. Aperture in a horizontal joint. 2. Horizontal or medium-steep joint. 3. Inflow at the lower limit of a steep joint. 4. Inflow at the crossings of Joints. 5. Diffuse water inflow.

sedimentberg är permeabiliteten normalt betydligt högre än för bergmassan i övrigt. Dock kan sprickzoner i många fall vara tätade genom leromvandling eller mineraliseringar. För sprickzoner finns permeabilitetsvärden på upp till $1,5 \cdot 10^{-4}$ m/s noterade från Juktan kraftstation (Carlsson och Olsson 1978b) och upp till $1,1 \cdot 10^{-3}$ m/s i en pågående undersökning i Forsmarksområdet (Carlsson och Olsson 1979b).

Till följd av att bergtrycket ökar med ökat djup, kommer även permeabiliteten i bergmassan att minska med ökat djup. Detta förhållande är speciellt väl uttalat i den "homogena" bergmassan, medan sprickzonernas permeabilitet uppvisar ett mindre uttalat djupberoende. I figur 8 visas ett exempel på permeabilitetens djupberoende i en granitisk bergmassa (Carlsson och Olsson 1977b).



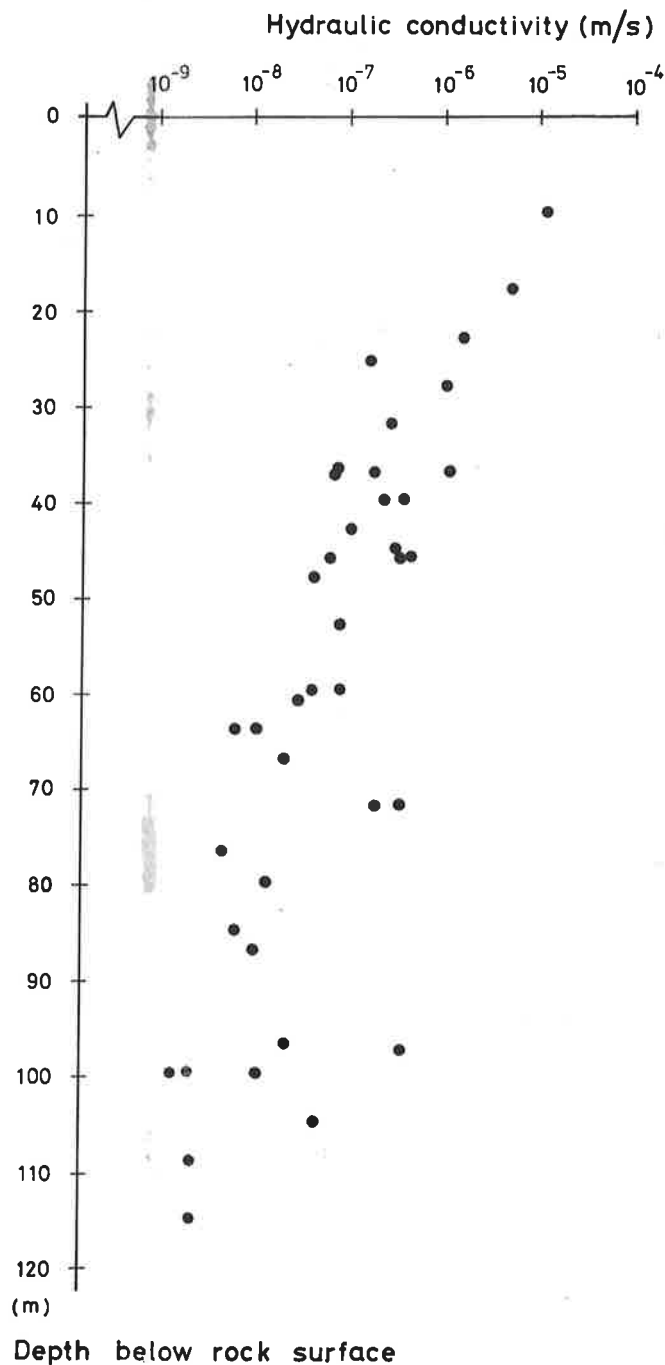
Figur 7. Permeabilitetsvärden (hydraulisk konduktivitet) för olika bergartstyper.

Hydraulic-conductivity values of different rock types.

Det är även av stort intresse att veta vad olika permeabilitetsvärden motsvaras av för öppningar för de förekommande sprickorna. I figur 9 visas ett teoretiskt samband enligt Louis (1967), mellan permeabilitet, sprickfrekvens och spricköppning. Diagrammet gäller för planparallella, ofyllda sprickor i en riktning och anger medelspricköppningen varför den verkliga spricköppningen för varje enskild spricka varierar från 0 upp till ett maximivärde som är betydligt större än denna medelspricköppning.

Inläckning av grundvatten till en tunnel medför att bergmassan dräneras och att grundvattennivån sjunker om ingen vattentillförsel sker. Läckagens varaktighet och intensitet beror dels på bergets permeabilitet och dels på den magasinerade vattenmängden. Ett normalt förhållande för vatteninläckning längs en tunnel är att starkt vattenförande partier omväxlande förekommer med praktiskt taget helt täta partier. Detta förhållande betingas dels av att de vattenförande zonerna innehåller mer vatten per m³ och dels av att de har högre permeabilitet och förmår därigenom att transportera vatten från områden som ligger på stora avstånd från tunneln.

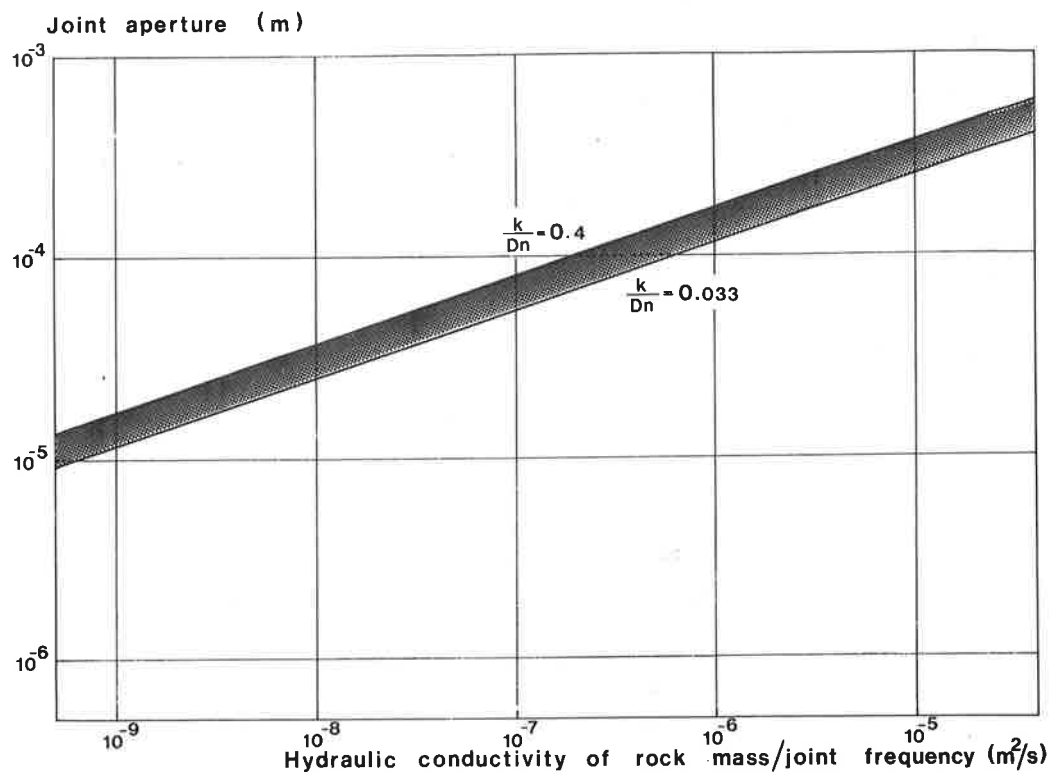
Övergången mellan vattenförande och icke vattenförande partier kan i vissa fall vara accentuerad i form av tätning på grund av leromvandling, vilket effektivt förhindrar att magasinerna längs



Figur 8. Permeabiliteten som funktion av djupet under bergytan (Carlsson och Olsson 1977b).

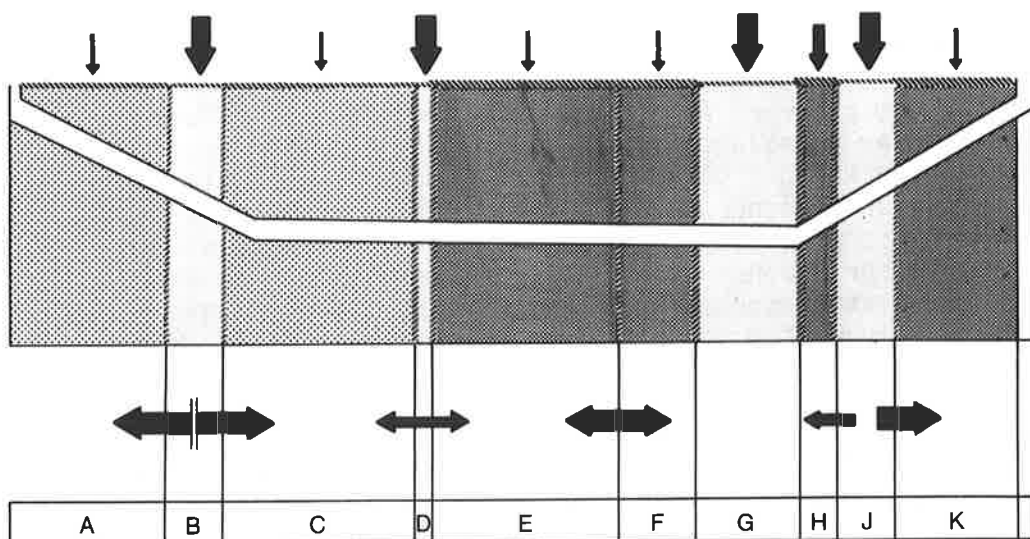
Hydraulic-conductivity values as a function of the depth below the rock surface.

tunneln samverkar. Figur 10 visar förhållandet vid Forsmarks-tunneln med tio olika vattenmagasin med olika hydrauliska egenskaper (Carlsson och Olsson 1977a). En grov uppskattning av vatteninnehållet i olika typer av grundvattenmagasin redovisas



Figur 9. Sambandet mellan sprickornas öppning och bergmassans permeabilitet (Carlsson och Olsson 1979c).

The relation between the joint apertures and the hydraulic conductivity of the rock mass.



Figur 10. Olika akviferer längs Forsmarkstunneln. De ljusa zonerna är kraftigt vattenförande medan de mörka är mer täta (Carlsson och Olsson 1977a).

Different aquifers along the Forsmark tunnel. The light areas indicate highly conductive zones, while the dark ones indicate tighter rock.

Tabell 2. Grundvatteninnehåll i olika geologiska formationer.

Magasinstyp	Ungefärlig mäktighet m	Effektiv Porositet %	Vatteninnehåll	
			1/m ³	1/m ²
Grus/Sand	4	5 - 25	50 - 250	200 - 1000
Morän	4	1 - 10	10 - 100	40 - 400
Urberg	100	0,01 - 0,1	0,1 - 1	10 - 100
Sprickzon Urberg	100	0,1 - 1,0	1,0 - 10	100 - 1000
Sedimentärt berg	100	0,1 - 5	1,0 - 50	100 - 5000

i tabell 2. Vatteninnehållet är angivet i 1/m³ och 1/m². I det senare fallet är även akviferens vatteförande mäktighet medtagen, vilket innebär att även bergakvifererna kan innehålla betydande mängder grundvatten till följd av deras stora vattenförande mäktighet. Den "homogena" bergmassan i urberget innehåller förhållandevis små mängder grundvatten i förhållande till de övriga formationerna, detta trots urbergets betydande vattenförande mäktighet. Sprickzoner och sedimentära bergarter kan dock innehålla betydande mängder grundvatten.

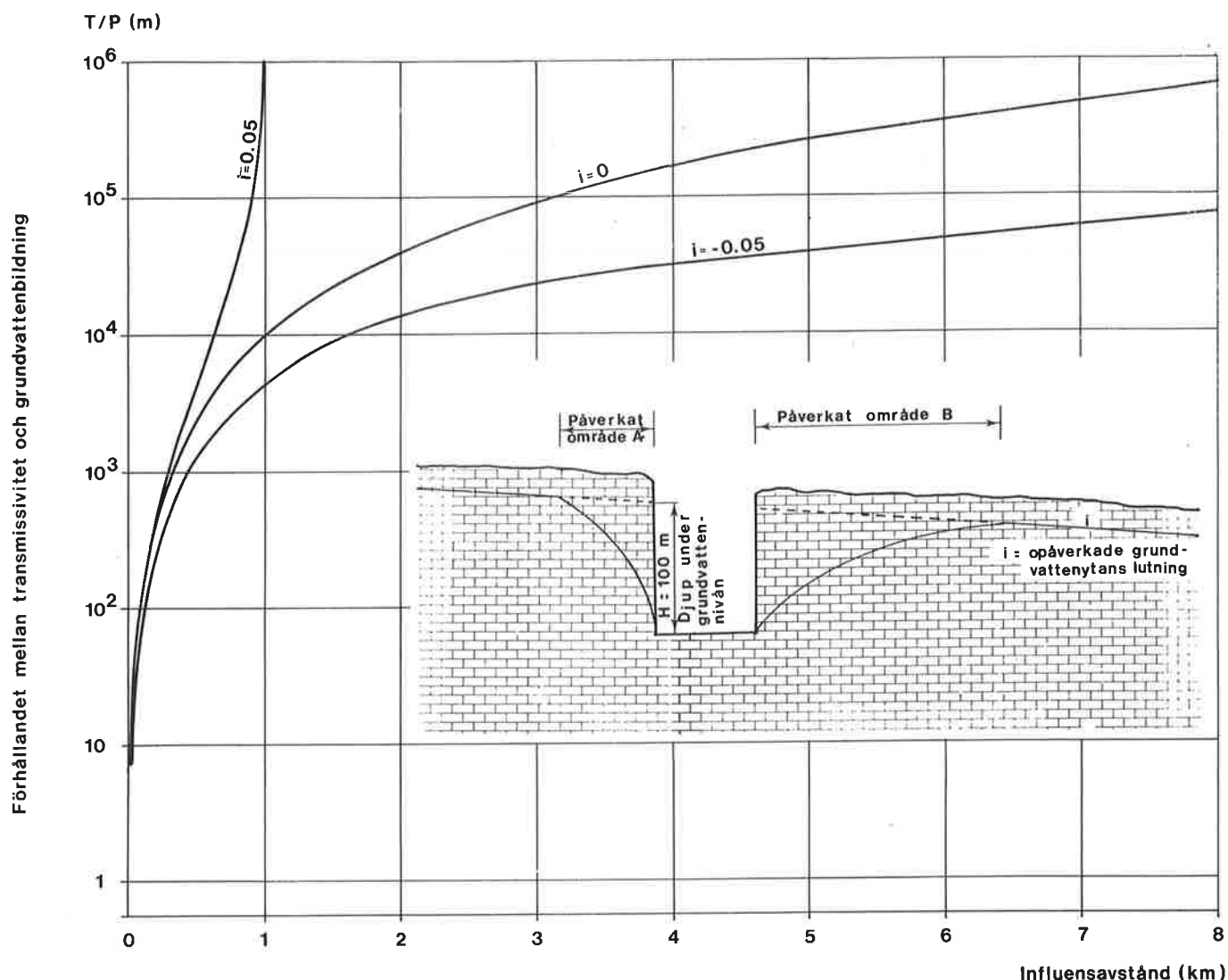
Det relativa vatteninnehållet i olika geologiska bildningar innebär även att det för att underhålla en hög och varaktig inläckning till anläggningar i urberg, erfordras att bergmassans sprickor står i förbindelse med andra typer av vattenmagasin - vattenförande bergpartier, jordmagasin eller ytvattenmagasin.

Grundvattensänkningens influensområde

Det område som påverkas av grundvattendräneringen - influensområdet - är av grundläggande betydelse för bedömning av eventuella skadeverkningar på anläggningens omgivning. Storleken av detta område är beroende av ett flertal faktorer som exempelvis, berggrundens permeabilitet, grundvattenbildning, anläggningsdjup, förekommande sprickzoner etc. Vid hög permeabilitet kan stora mängder grundvatten strömma till tunneln, varvid såväl grundvatteninläckningen som det påverkade området blir stort. Vid låg permeabilitet blir å andra sidan dessa effekter små och lokala.

I figur 11 visas sambandet mellan berggrundens transmissivitet (funktion av permeabilitet och vattenförande mäktighet), grundvattenbildning och influensavstånd för en tunnel belägen 100 m under grundvattnets ursprungliga nivå. Dessutom visas betydelsen av det naturliga grundvattenflödet. Influensavståndet är större på anläggningens nedströmssida än på dess uppströmssida.

Inom områden med låg permeabilitet förmår ej bergets sprickor att dränera bergmassan ovanför anläggningsutrymmena i den takt grundvattenmagasinet påfylls genom grundvattenbildningen. Härvid utbildas ett hängande grundvattenmagasin över berganlägg-

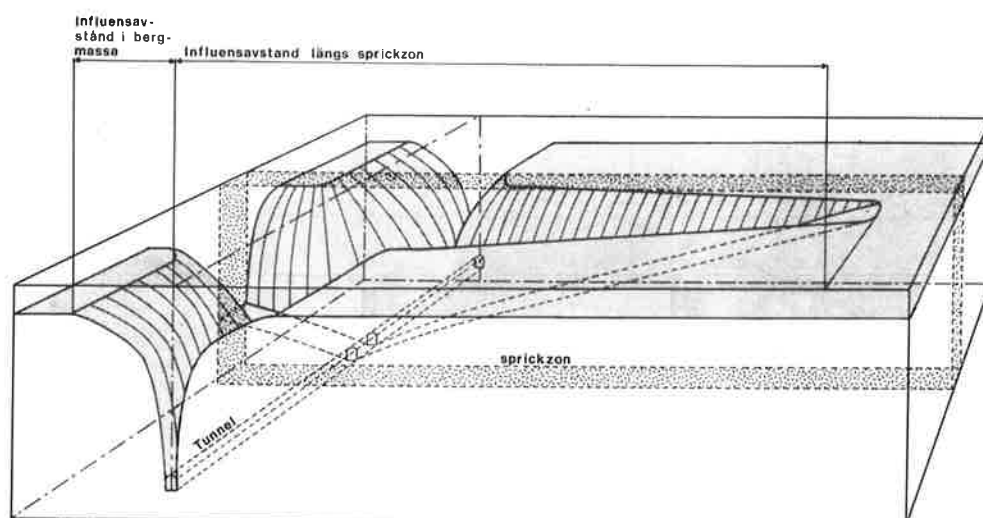


Figur 11. Sambandet mellan en akvifers transmissivitet, grundvattenbildning, gradient för den opåverkade grundvattentytan (i) och influensavstånd för en anläggning 100 m under grundvattentytan (SGU 1978).

The relation between the transmissivity of the aquifer, the recharge, the hydraulic gradient (i) and the distance of influence of a construction situated 100 m below the original ground water level.

ningen med en grundvattennivå som nära kan ansluta till den naturliga grundvattennivån.

Vattengenomsläppligheten är inte konstant inom ett bergområde utan partier med helt olika permeabilitet förekommer omväxlande. Ett normalt förhållande är att zoner med uppkrossat eller sprickrikt berg genomkorsar en i övrigt ur permeabilitetssynpunkt tämligen homogen bergmassa. Dessa vattenförande zoner medför att en påverkan av grundvattennivån kan erhållas på betydligt större avstånd än vad som kan förväntas med kännedom enbart om den homogena bergmassans vattenförande egenskaper. Principiellt visas detta förhållande i figur 12, med olika influens-



Figur 12. Schematisk bild av grundvattensänkningen längs en tunnel. Det påverkade områdets utbredning är olika för den homogena bergmassan och för sprickzonen (Carlsson och Olsson 1978a).

Schematic illustration of the ground water drainage along a tunnel. The distance of influence is different in the homogeneous rock mass and in the fracture zone.

avstånd i bergmassan och längs sprickzonen.

Det påverkade området längs permeabla sprickzoner är beroende förutom av zonens permeabilitet, områdets grundvattenbildning och anläggningens djupläge, även av zonens bredd och den omgivande bergmassans permeabilitet. Avsänkningen längs sprickzoner kan uppgå till flera kilometer vilket gör att en tunnel som utförs i ett område kan ge upphov till skadeverkningar i andra områden belägna på stora avstånd från tunneln. Som exempel på detta kan nämnas att vid arbetet med avloppstunneln vid Juktan kraftstation, påverkades ett område beläget cirka 2 km från tunneln med en resulterande grundvattensänkning av storleksordningen 30 m (Carlsson och Olsson 1978b, 1979a).

Detta förhållande med dränerande sprickzoner är speciellt viktigt i urberg. I sedimentära bergmassor med förhållandevis hög permeabilitet orsakar bergmassan i sig själv stora influensavstånd och medför även att eventuella sprickzoner förses med vatten, vilket begränsar sprickzonernas betydelse som dränerande strukturer.

TÄTNINGSSYNPUNKTER

Vid bedömning av erforderliga tätningsåtgärder är täthetskraven framför allt betingade av funktionskrav, drivningstekniska krav eller omgivningens krav. Det är inte tillräckligt att tillgodo-
se ett av dessa krav utan samtliga måste tillfredställas.

Av de krav som kan uppställas beträffande tunnelns täthet, kan de erforderliga tätningsinsatserna enklast bestämmas för de båda förstnämnda behoven eftersom vatteninläckningens konsekvenser direkt kan iakttas i tunneln. Detta gör att ett beslut om erforderliga tätningsåtgärder kan grundas på basis av de till tunneln inläckande grundvattenmängderna.

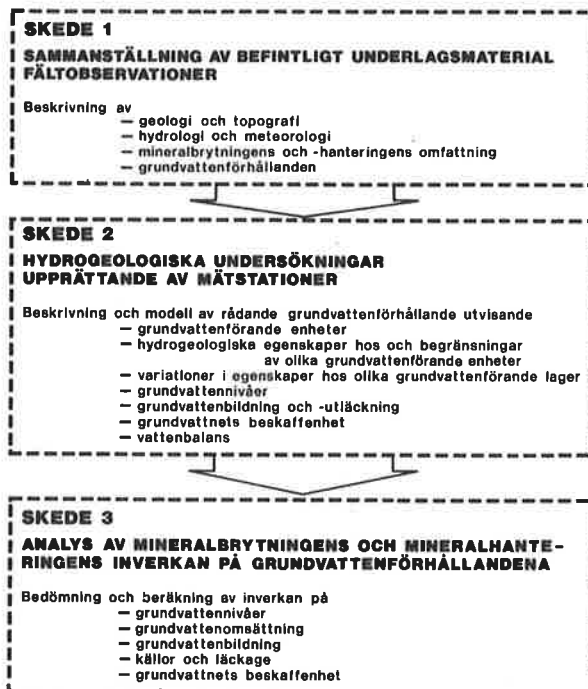
Beträffande omgivningens krav är bedömningen av de erforderliga åtgärderna betydligt svårare att göra eftersom de skadliga effekterna kan vara svåra att upptäcka eller förutsäga. I och med att omfattningen av grundvattendraineringens omgivningspåverkan ej entydigt kan förutses, har man i många fall valt att driva tätningsåtgärderna mycket långt för att på detta sätt undvika skadlig grundvattenpåverkan.

Täthetskraven har emellertid inte betingats av hydrogeologiska och byggnadsgeologiska krav hos omgivningen utan snarast är täthetskravet en gräns mer betingad av hur långt man kan nå med cementinjektering (Bergman et al 1975).

Vid trafiktunnlar i Stockholm har vanligtvis 6 - 12 l/min och 100 m tunnel tillämpats som acceptabelt läckage. Vid avloppstunnlar som Käppala och Himmerfjärden har som riktvärde använts 6 l/min och 100 m, medan det i Göteborg har varit möjligt att nå värden på 4 l/min och 100 m (Bergman et al 1975).

Dessa "torra" tunnlar kan jämföras med gruvor och anläggningar i glesbyggsområden, där ingen tätning utförts, utom i de fall där vatteninläckningen menligt inverkat på bergarbetena eller på anläggningens funktion. I avloppstunneln för Forsmarks kraftstation är den totala inläckningen cirka 150 l/min och 100 m tunnel (Carlsson och Olsson 1977a) och i Juktan är motsvarande värde 85 l/min och 100 m tunnel (Carlsson och Olsson 1978b). I såväl Forsmark som Juktan är förutsättningarna för hög vatteninläckning god med öppna sprickor och hög permeabilitet, medan förhållandena i Käppala och Himmerfjärden är väsentligt annorlunda med sprickfattiga och täta bergarter som även utan tätning skulle uppvisa mycket små inläckande vattenmängder.

En noggrann planering av anläggningsarbetena med tidigt insatta förundersöknings- och observationsprogram lägger grunden till en minimering av grundvatteninläckningen och dess negativa konsekvenser för anläggningen och dess omgivning. I den mån anläggningens lokalisering inte är låst av andra orsaker, kan förundersökningsresultaten ge anvisningar om gynnsamma och ogynnsamma lokaliseringar. Om däremot anläggningens lokalisering är låst kan resultaten användas till att styra tätningsåtgärderna



Figur 13. Schematisk beskrivning av arbetsgång vid en hydrogeologisk konsekvensanalys (SGU 1978).

Schematic view of the different phases in a hydrogeological site investigation.

HYDROGEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR

De hydrogeologiska förundersökningarna bör påbörjas i en översiktlig skala för att successivt bli alltmer detaljerade. Härvid kan resultaten från tidigare etapper ligga till grund för planering och utförande av efterföljande undersökningsetapper. Exempel på denna typ av uppläggning är de geologiska förundersökningar som utfördes för Sydvattentunneln (Sjöstrand och Stanfors 1975) och de hydrogeologiska undersökningar som utfördes inför alunskifferbrytningen i Ranstad (SGU 1977b).

I figur 13 ges exempel på arbetsgång vid en hydrogeologisk förundersökning.

Det första skedet i arbetsgången innebär att en beskrivning av de rådande hydrogeologiska förhållandena utformas utifrån befintligt underlagsmaterial. Denna beskrivning blir med nödvändighet förhållandevis översiktlig, men vissa huvuddrag vad avser rådande förhållanden och eventuella problemställningar, skall dock kunna urskiljas.

Den första beskrivningen av rådande grundvattenförhållanden skall ge underlag till undersökningsprogram för att fylla ut föreliggande brister i informationsunderlaget. För att kvantitativt beskriva de rådande grundvattenförhållandena kan också olika beräkningsmodeller (analytiska och numeriska) utnyttjas. Med dessa modellers hjälp kan också avgöras om föreslagna insatser och undersökningsmoment, är motiverade i jämförelse med annan önskvärd

information. Slutmålet i det andra skedet är att få fram en så noggrann beskrivning av rådande hydrogeologiska förhållanden och så mycket dataunderlag att en beräkning eller bedömning av påverkan på grundvattenförhållanden utan omfattande fältundersökningar skall kunna genomföras inom det tredje skedet.

Det tredje skedet omfattar analys av påverkan på grundvattenförhållandena av ingrepp av undermarksanläggningar. Vid denna analys är utnyttjande av olika beräkningsmodeller av ovärderlig hjälp eftersom flera alternativa placeringar av anläggningarna, alternativt parametervärden etc. kan göras.

Som grund för den hydrogeologiska undersökning ligger bland annat de geologiska och geofysiska förundersökningarna som är utförda för anläggningen. Genom en noggrann planering kan känsliga partier av anläggningsområdet i förväg lokaliseras och tunnelbyggaren görs uppmärksam på de problem som kan tänkas uppstå. Genom att redan i planeringsskedet inventera befintliga brunnar och utföra eventuella observationsborrhål för grundvattenståndsmätningar, erhålls ett viktigt referensmaterial för att bedöma grundvattnets naturliga variation och för att bedöma den omfattning som grundvattenpåverkan har. Byggnader och andra anläggningar i omgivningen bör på ett tidigt stadium inventeras beträffande befintliga skador för att underlätta en eventuell skadereglering till följd av anläggningsverksamheten.

SLUTORD

Effektiviteten av de insatta tätningåtgärderna är bland annat beroende av berggrundens hydrogeologiska egenskaper. Bergmassans permeabilitet är av betydelse för olika injekteringsmedels inträngning i bergmassan och den åtgångna injekteringsmängden beror av bergets sprickvolym. Sprickornas öppningar begränsar de olika injekteringsmedlens användbarhet.

Avslutningsvis kan därför sägas att var och i vilken omfattning tätning skall tillgripas är i första hand beroende på områdets egenskaper - bergmassans permeabilitet, jordlagrens känslighet, influensavstånd mm. Känsliga tunnelpartier kräver stora tätningsinsatser och stränga krav på acceptabel grundvatteninläckning. I mindre känsliga områden kan däremot större läckage accepteras utan nämvärda negativa effekter. Vilken inläckning som kan tolereras varierar därför från område till område.

En noggrann planering med tidigt insatta förundersöknings- och observationsprogram lägger grunden till en minimering av grundvatteninläckningen och dess negativa effekter.

SUMMARY

Ground water seepage into excavated rock chambers and tunnels may create different types of problems and difficulties. These problems and the damage which arises are due either to the inflowing water or to the resulting ground water lowering. The range of the ground water seepage and drainage is dependent on the geological and hydrogeological conditions in the construction area.

Different rock types have different hydraulic properties. Generally, the hydraulic conductivity of sedimentary rocks is higher than that of the crystalline basement. The rock types forming the crystalline basement also have different properties, as regards their water-bearing abilities. The water-bearing systems seem to be better developed in granitic rocks than in gneissic ones.

The ground water inflow into constructions in sedimentary rocks is about four times greater than the inflow in the crystalline rocks. This value is based upon inflow-capacity values obtained in 17 mines and other constructions in Swedish rock types.

In both sedimentary rocks and basement rocks, the intersecting joints are of great importance for the hydraulic conductivity of the rock mass. Some sedimentary-rock types also have systems of pores, which are of great importance.

Normally, the ground water inflow into a tunnel shows a clear variation between different zones. Greatly water-bearing zones alternate with completely dry zones. The water-bearing zones not only contain more water but also have a high hydraulic conductivity. Due to the high conductivity, these zones are able to transport ground water from areas situated at great distances from the tunnel.

The area influenced by the ground water drainage due to underground construction is important for the extent of the damage to the geographical environment of the construction. The extent of this area depends on several different parameters, such as the hydraulic conductivity of the rock mass, the ground water recharge, the construction depth, the existing fracture zones and so on. Usually, the ground water drainage may influence areas situated far from the tunnel.

REFERENSER

- Bergman, S.G.A., Lindman, K., Lundström, L., Söderman, P. och Ullerud, S., 1975: Tunneltätning mot små läckage. Byggforskningen, Rapport R25:1975, 82 sid., Stockholm.
- Berntsson, O., 1966: Tunneldrivning i kalksten. Byggmästaren, Stockholm.
- Bjurström, G., 1977: Grundvattenytans nivåförändringar - Konsekvenser från geoteknisk synpunkt. Statens råd för byggnadsforskning, T2:1977, 148 sid., Stockholm.
- Broms, B., 1973: Grundvattensänkning - ett geotekniskt problem. Väg- och Vattenbyggaren, Nr 6, sid. 594-597, Stockholm.
- Broms, B., Carlsson, L. och Fredriksson, A., 1977: Land subsidence in Sweden due to water-leakage into deep-lying tunnels and its effect on pile supported structures. Publication No 121 of the International Association of Hydrological Sciences, sid. 375-387, Anaheim.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1977a: Water leakage in the Forsmark tunnel, Uppland, Sweden. Sverige; geologiska undersökning, Serie C, Nr 734, 45 sid., Stockholm.

- Carlsson, A. och Olsson, T., 1977b: Hydraulic properties of Swedish crystalline rocks. Hydraulic conductivity and its relation to depth. Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, N.S. 7, sid. 71-84, Uppsala.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1978a: Vatteninläckning till berganläggningar - Förväntningsmodell av influensområde. Byggmästaren, Vol. 57, Nr 11, sid. 14-16, Stockholm.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1978b: Hydrogeological aspects of ground water inflow in the Juktan tunnels, Sweden. International Symposium on Water in Mining and Underground Works, Vol. 1, sid. 373-389, Granada.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1979a: Hydrogeologiska undersökningar vid Juktans pumpkraftverk. Bergmekanikdagen 1979, (denna volym), Stockholm.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1979b: Statistisk bearbetning av en bergmassas hydrauliska egenskaper. Under bearbetning.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1979c: Joint apertures in a pre-Cambrian crystalline rock mass in Sweden. Bull. Int. Ass. Engineering Geology, (I tryck), Krefeldt.
- Lindskoug, N.E. och Nilsson, L.Y., 1974: Grundvatten och byggande. Byggforskningen, Rapport R20:1974, Stockholm.
- Louis, C., 1967: Strömungsvorgänge in klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels. Univ. Karlsruhe, O. Berenz, 121 sid., Karlsruhe.
- Morfeltdt, C.O., 1967: Problem med vatten vid tunneldrivning i berg. IVA Bergmekanikkomité, Diskussionsmöte 3 mars 1967, 21 sid., Stockholm.
- Morfeltdt, C.O., Nordin, P.O. och Roosaar, H., 1967: Byggnadsgeologi - Bebyggelseplanering med hänsyn till den geologiska jämvikten. Byggmästaren, Nr 6, Stockholm.
- Morfeltdt, C.O. och Hultsjö, S., 1973: Liten droppe stjälper ofta stor stad. Väg- och Vattenbyggaren, Nr 6, sid. 601-604, Stockholm.
- Nordberg, L. och Persson, G., 1976: On the temporal and regional groundwater variations in Sweden. Nordic Hydrological Conference 1976, sid. IV-1 - IV-19, Reykjavik.
- SGU, 1977a: Grundvattentillgångar i Sverige. Rapport utarbetad på uppdrag av Statens naturvårdsverk, 140 sid..
- SGU, 1977b: Projekt Ranstad -75. Hydrogeologiska synpunkter på planerad uranutvinning i Billingen vid Ranstad, Skaraborgs län. Rapport utarbetad på uppdrag av Projekt Ranstad -75, 166 sid..
- SGU, 1978: Grundvattenpåverkan av mineralbrytning och mineralhantering. Rapport utarbetad på uppdrag av Mineralpolitiska utredningen (MPU), 41 sid..
- Sjöstrand, B. och Stanfors, R., 1975: Geologiska undersökningar för Sydvaltentunneln. Väg- och Vattenbyggaren, Nr 8 - 9, sid. 3-7, Stockholm.

HYDROGEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR VID JUKTANS PUMPKRAFTVERK

Hydrogeological investigations at the Juktan subterranean pumped storage power plant

Anders Carlsson och Tommy Olsson
Statens Vattenfallsverk, Stockholm och Sveriges geologiska undersökning, Uppsala

Juktan kraftstation är belägen cirka 20 km norr om Storumans samhälle i Västerbotten inom Umeälvens flodområde. Kraftstationen har projekterats och konstruerats av Statens Vattenfallsverk, som också svarat för själva anläggningsarbetena. De egentliga byggnadsarbetena påbörjades under 1973 och stationen togs i drift i slutet av 1978. I figur 1 visas schematiskt tunnelsträckningen och de geografiska omgivningarna.

Anläggningen är en pumpkraftstation med vilken vatten från sjön Storjuktan förs över till sjön Storuman. Genom överföringen kommer vatten från Storjuktan att kunna utnyttjas i de redan befintliga kraftstationerna i Umeälven mellan Storuman och Juktåns inflöde i Umeälven.

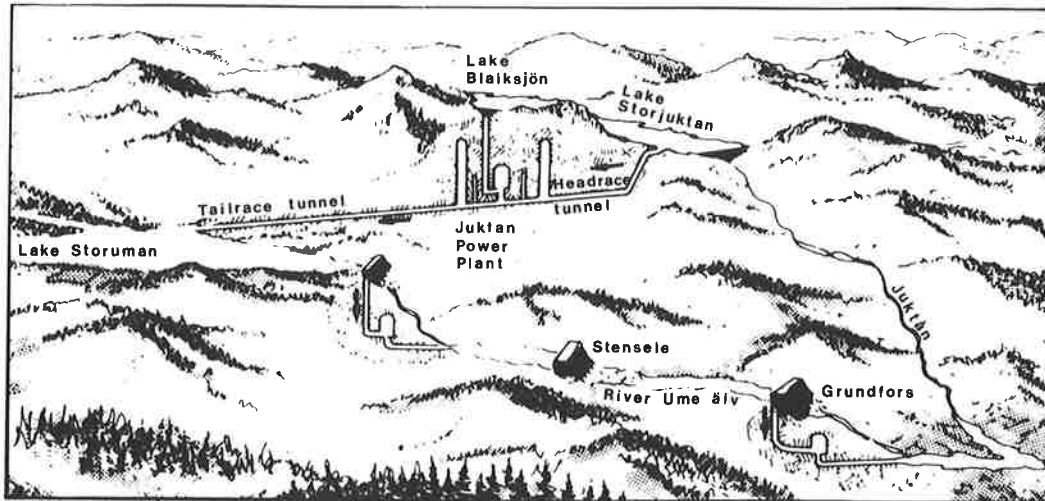
Anläggningen är så utformad, att vatten från den reglerade sjön Storjuktan leds genom en tillloppstunnel till en underjordisk maskinstation. Vattnet pumpas under nätter och helger från maskinstationen till Blaiksjön, som tjänstgör som ett övre vattenmagasin. Vid produktion av elkraft tappas vatten från Blaiksjön och leds via maskinstationen till det nedre magasinet Storuman genom en avloppstunnel. Pumpkraftstationen utnyttjar alltså tre vattenmagasin, vilket är ovanligt. Anläggningen kan även användas utan överledning till Storuman genom att vattnet vid kraftproduktion återleds till Storjuktan, dvs som en konventionell pumpkraftstation med två magasin.

Anläggningsarbetena

Beroende på anläggningens utformning består huvuddelen av anläggningsarbetena av bergarbeten och totalt har man sprängt ut cirka 2 miljoner m³ berg.

Tilloppstunneln från Storjuktan till maskinstationen har en total längd av 5000 m och en tunnelarea av 60 m². Avloppstunneln från maskinstationen till utloppet i Storuman har en längd av 14650 m och en tunnelarea av 80 m². Tillfartstunneln till maskinstationen och tillfartstunneln till mellansänket är 1780 respektive 1325 m. Förutom dessa tunnelavsnitt finns även tunnlar, bergrum och schakter i anslutning till maskinstationen.

Tunnelsystemet som helhet har en längd av cirka 25 km förutom de vertikala schakterna. Bergtäckningen uppgår i medeltal till 225 m med cirka 400 m som maximal bergtäckning. I figur 2 visas dels en

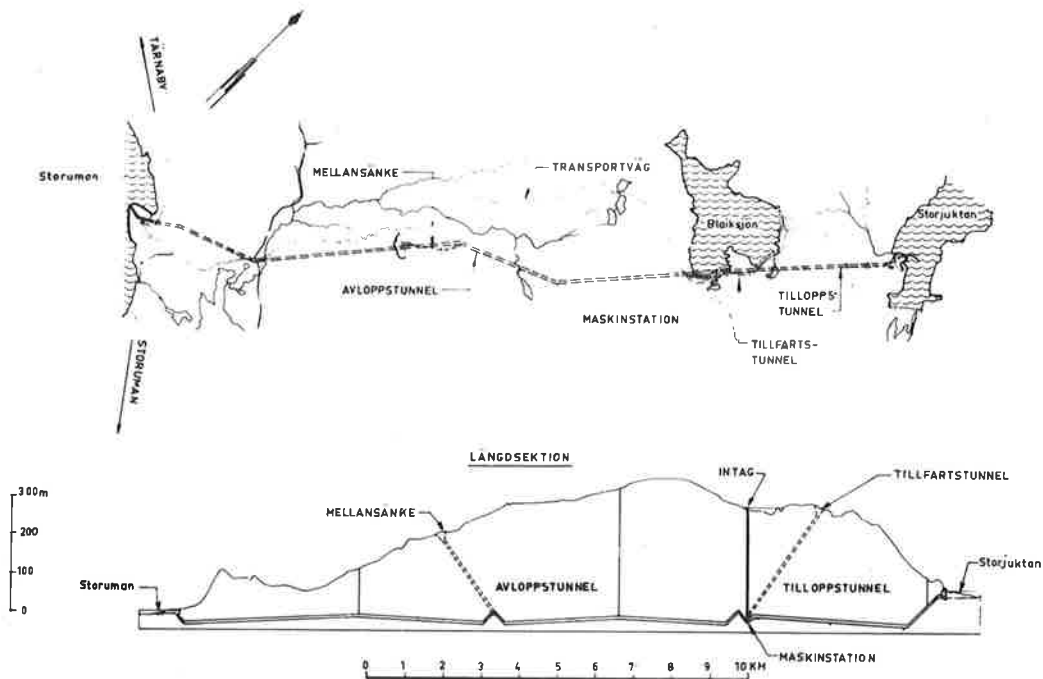


Figur 1. Orienteringsskiss över Juktans pumpkraftverk.

A general view of the Juktan project.

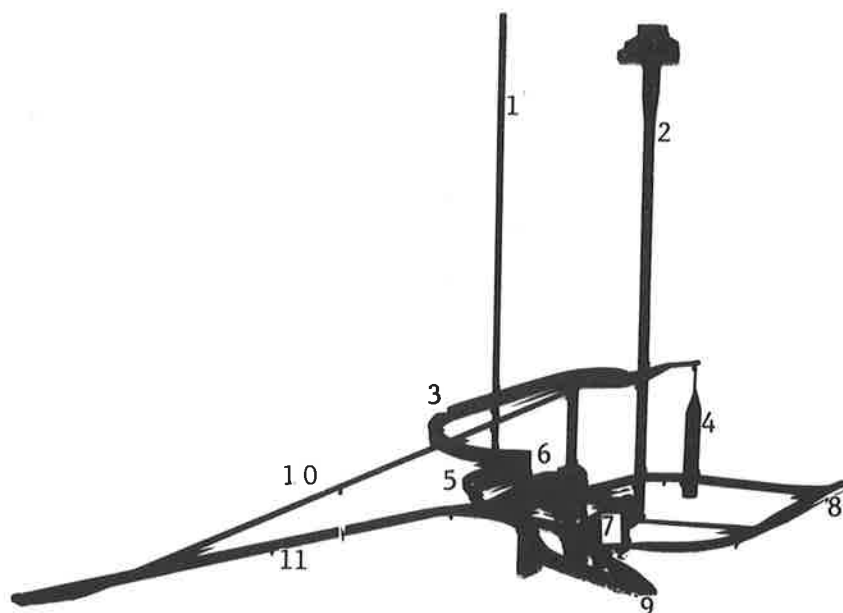
planskiss över anläggningsområdet och dels den cirka 2 mil långa längdsektionen av Juktanprojektet. Det komplicerade tunnelsystemet omkring själva maskinstationen visas i figur 3.

Tunnelsprängningarna startade samtidigt från fyra fronter: tillloppstunnelns intag vid Storjuktan, tillfartstunneln till maskinstationen, mellansänkets tillfartstunnel och avloppstunnelns



Figur 2. Översiktsplan och längdsektion av Juktanprojektet.

Plan and longitudinal section of the Juktan project.



Figur 3. Modell av maskinstationen och omgivande tunnlar och schakter. 1. Kabelschakt, 2. Trycktub, 3. Svallgalleri, 4. Svallschakt, 5. Kontrollrum, 6. Maskinhall, 7. Ventilrum, 8. Avloppstunnel, 9. Tillloppstunnel, 10. Tillfartsort till svallgalleri, 11. Tillfartstunnel till maskinstation.

Scale model of the machine station area. 1. Cable shaft, 2. Penstock, 3. Surge gallery, 4. Surge shaft, 5. Control hall, 6. Machinery hall, 7. Butterfly hall, 8. Tailrace tunnel, 9. Headrace tunnel, 10. Access tunnel to the surge gallery, 11. Access tunnel to the machinery hall.

utlopp i Storuman. Vid varje brytningsfront användes två borrhägar och utsprängningen utfördes med helarea. Bergarbetena utfördes i huvudsak i två skift.

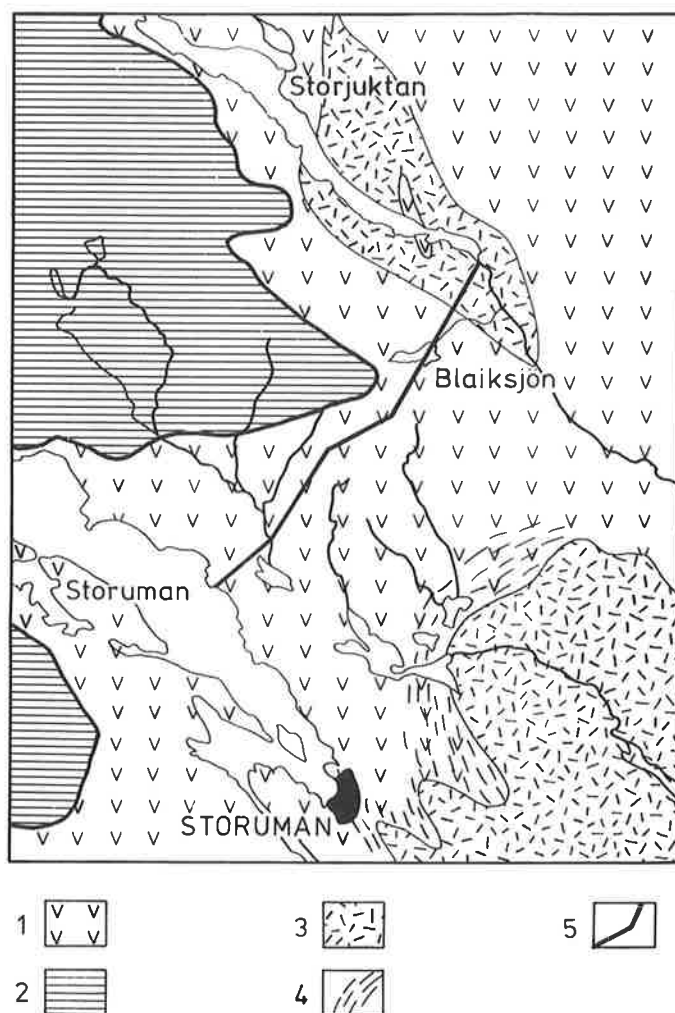
Fem vertikala schakt, varav ett vertikalt kabelschakt och en vertikal tillloppstubb, vardera cirka 250 m djupa, borrhades med ett Robbins fullortsaggregat. Den totala längden av de fullortsborrade schakterna uppgår till cirka 750 m.

I tabell 1 har uppgifter angående den prognoserade indriften och det verkliga utfallet sammanställts, liksom även zombredd där platsgjutna betongbågar utförts. Anledningen till att bredden av platsgjutna betongbågar angivits är att den typen av massiv förstärkningsinsats i hög grad har stört indriften.

En mer detaljerad beskrivning av anläggningen ges av Kjellberg (1975), Gustafsson och Gellerstedt (1976) och Statens Vattenfallsverk (1976).

Tabell 1. Indrift i Juktantunnlarna

Tunnel	Tunnellängd December-77 m	Prognoserad medelindrift m/mån	Medelindrift Resultat m/mån	%	Zoner med plats- gjutna betongbågar m	%
Tillooppstunnel	4930	150	142	95	5	0,1
Tillfarts- tunnel	1780	125	96	77	12	0,7
Mellansänke	1325	125	125	100	0	0
Avloppstunnel	12995	135	98	73	350	2,7



Figur 4. Berggrunden i Juktanområdet. Efter Gavelin och Kulling (1955). 1. Revsundsgranit, 2. Blaiskällan, 3. Gråvac- kor och skifferar, 4. Revsundsgranit med rester av skiffer, 5. Tunnellinje. Godkänd ur sekretesssynpunkt för spridning. Statens Lantmäteriverk 1978-02-27.

Sketch map of the geology in the Juktan area. 1. Revsund granite, 2. Blaik Nappe, 3. Greywackes and schist, 4. Revsund granite with remnants of schist, 5. Tunnel.

Geologi och tektonik

Tunnelsystemet är till större delen förlagt i Revsundsgranit. I systemets nordligaste del återfinns emellertid ett mindre massiv av urbergssediment bestående i huvudsak av gråvackor och skiffrar. På ett avstånd av 20 km västerut anstår en av fjällkedjans skällor, Blaikskällan, vilken är överskjuten på ett underlag av Revsundsgranit. Översiktskartan i figur 4 visar de berggrundsgeologiska huvuddragen inom området.

Revsundsgraniten är till sin karaktär tämligen odifferentierad och monoton. Efter dess bildande har den inte påverkats av några nämnvärda veckningar och inga tecken på plastisk deformation kan iaktas.

De större tektoniska zonerna i anslutning till tunnelsystemet redovisas i figur 5. Kartbilden är baserad på geofysiska flygmätningar och på strukturella iakttagelser på platsen. Området begränsas av två stora sprickdalar i NV-SO-lig riktning, Storuman och Storjuktan. Denna huvudriktning kan även spåras i det mellanliggande bergmassivet, som även innehåller mindre tektoniska brottzoner i denna riktning. Mindre förkastningar och sprickzoner finns även indikerade med O-V och NO-SV riktningar. Brottzonerna stupar vanligtvis brant, men även överskjutningszoner med flack stupning förekommer företrädesvis i omgivningarna till det tämligen intakta höjdområdet, som utgörs av fjället Storblaiken.

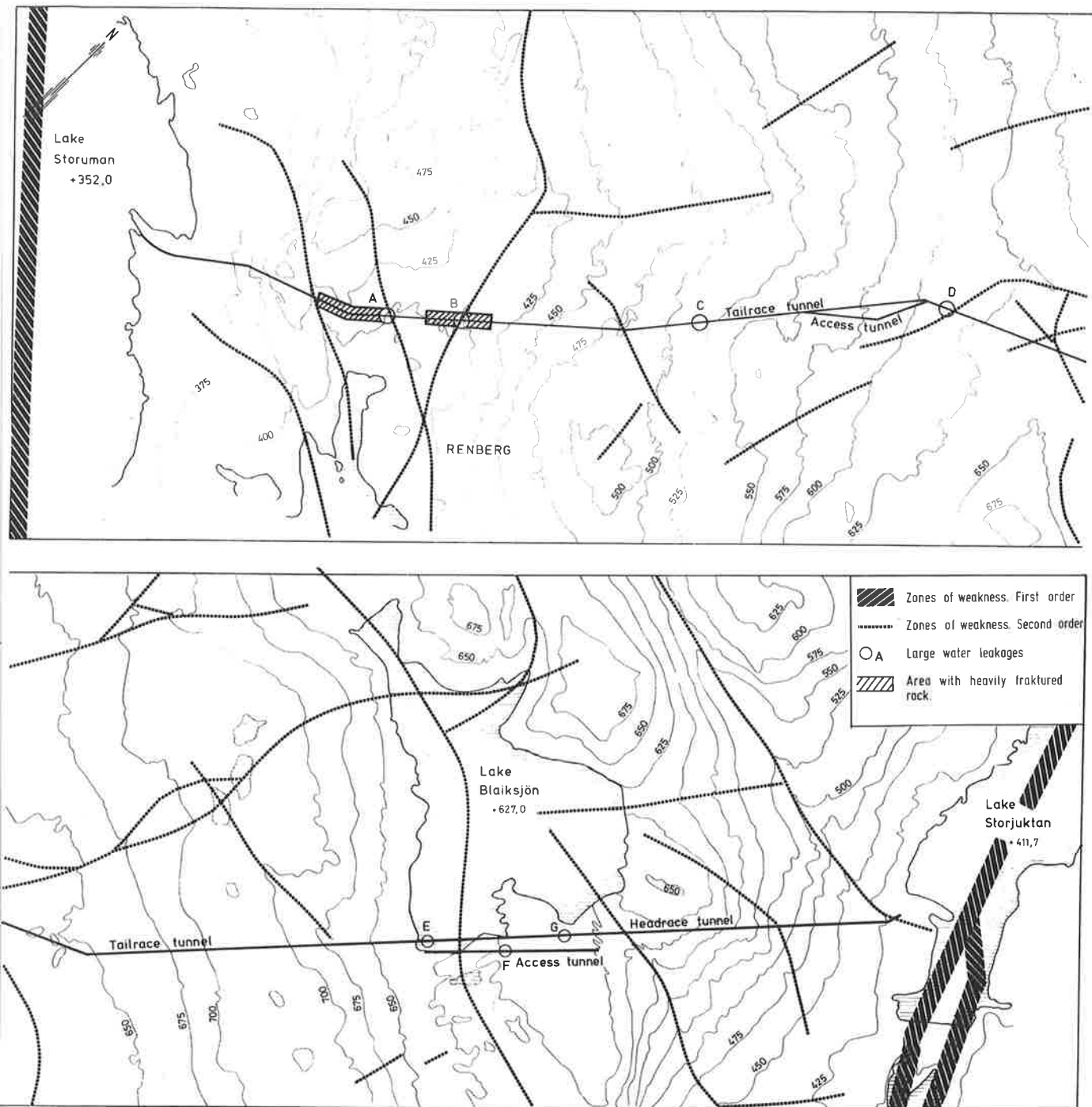
Spricktekoniskt uppvisar Revsundsgraniten fyra väl utbildade sprickgrupper, en horisontell och tre vertikala eller subvertikala. De vertikala grupperna har följande riktningar: $N20^{\circ}O$, $N60^{\circ}O$ och O-V. Ur hydrogeologisk synpunkt tycks gruppen $N60^{\circ}O$ med en stupning av $70-80^{\circ}$ mot ost ha den största betydelsen.

Inom området är moränen den vanligast förekommande ytbildande jordarten. Den är till sin sammansättning tämligen grovkornig och blockrik. På höjdområdena bildar moränen ett tämligen jämt, hårt sammanpressat täcke medan den i de lägre partierna är utformad med oregelbundna kullar och ryggar ofta med tämligen lucker lagring. Grövre sediment förekommer endast i bäckdalarna norr om Renbergssjön och utgörs väsentligen av grus. Dessa grusavlagringar övergår i sjöns närhet till ett sandfält. Stora arealer av området är täckt av ett tunt lager av torv. Inom hela undersökningsområdet är bergblottningar sällsynta.

Grundvattenbildning

För att få en uppfattning om områdets grundvattenbildning har vi utgått från mätserier redovisade från ett grundvattenobservationsområde i Stensele. I detta område föreligger kontinuerliga mätserier av vattenstånd och nederbörd sedan 1971.

Det för grundvattenbildningens belopp signifikanta i dessa mätserier är grundvattenmagasinets respons för en given nederbörds-mängd. Responsen varierar kraftigt för olika nederbördstillfällen beroende framför allt på markvattenmagasinets fyllnadsgrad (detta kommer först att få ett tillskott och först vid en viss fyllnadsnivå kommer vatten att vara tillgängligt för grundvattenbildning). Dessutom har nederbördens intensitet och varaktighet stor betydelse.



Figur 5. Tektoniska huvudstrukturer längs Juktans tunnelsystem jämte områdets topografiska förhållanden. Tunnelpartier med större vattenläckage är markerade i figuren, (Carlsson och Olsson, 1978a). Godkänd ur sekretessynpunkt för spridning. Statens Lantmäteriverk 1978-02-27.

Main tectonic structures along the Juktan tunnels and topographic conditions within the area. Areas with a large volume of water inflow are marked along the tunnels.

Ur mätserien från Stensele kan följande förhållanden utläsas:

- ingen nämnvärd grundvattenbildning sker under sommarmånaderna trots de höga nederbördsmängderna,
- den maximala magasinspåfyllnaden sker i samband med snösmältningen på våren,
- en tendens till ökad fyllnadsgrad kan även spåras i samband med kraftigare höstregn och
- den direkta responsen vid grundvattenbildningstillfällena kan beräknas till mellan 25-60 % med 30 % som medeltal av de tillgängliga nederbördsmängderna. Detta gäller för grundvattenbildning i morän under förutsättning att moränens effektiva porositet är 5 %.

Med hänsyn till att nederbörden i Juktanområdet uppgår till cirka 615 mm/år torde grundvattenbildningen i moränområdet uppgå till i medeltal 80 mm/år (Carlsson och Olsson, 1978b). I de mycket små områdena med grus och sand ligger grundvattenbildningen på ett högre belopp, men dessa områdens begränsade areala utbredning påverkar inte vattenbalansen i stort.

En del av denna grundvattenbildning kommer även berggrunden till godo. I en utförd FEM-analys över området (Axelsson och Olsson, 1979) är grundvattenbildningen till berget bestämd till 5-10 mm/år i den homogena bergmassan och cirka 50 mm/år i områdets svaghetszoner.

Grundvatteninläckning till tunnelsystemet

Den totala grundvatteninläckningen till Juktantunnlarna uppgick till cirka 350 l/s och den beräknade läckageintensiteten var 0,014 l/s och meter tunnel (l/s m) för tunnelsystemet som helhet.

Detta intensitetsvärde för Juktan kan jämföras med läckageintensiteten för Forsmarkstunneln. I Forsmarkstunneln var den beräknade läckageintensiteten 0,027 l/s m (Carlsson och Olsson, 1977c). De berghydrauliska skillnaderna mellan båda dessa tunnlar är emellertid stora. I Forsmarkstunneln uppgår bergtäckningen till i medeltal 40 m medan den för Juktansystemet är nära sex gånger så stor, 225 m. En annan viktig skillnad är att Forsmarkstunneln till större delen av sin längd är förlagd under havsbotten, vilket medför, att infiltrationsmöjligheterna är goda. I tabell 2 redovisas en jämförelse mellan dessa båda tunnlar.

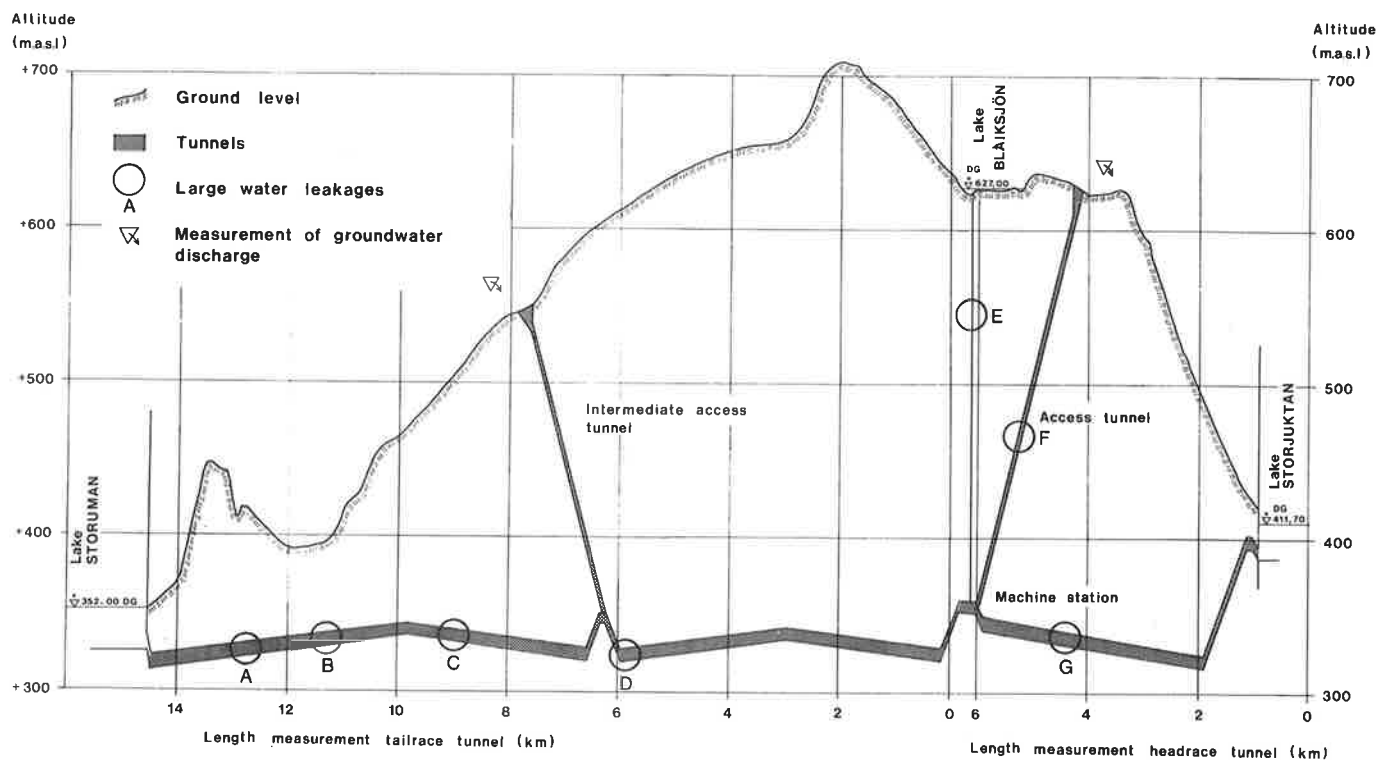
Tabell 2. Jämförelse mellan tunnlar i Juktan och Forsmarkstunneln beträffande berggrundens hydrauliska egenskaper.

Tunnel	Bergart	Bergtäckning m	Infiltrations- betingelser	Tektoniska zoner % av tunnellängd	Tunnel- area m ²	Inläckning l/s m	Max inläckning l/s m
Juktan	Granit	225	Begränsade	4	60/80	0,014	1,75
Forsmark	Gnejs- granit	40	Obegränsade	13	50	0,027	0,14

Merparten av det inläckande grundvattnet i Juktan hänför sig till begränsade zoner (figur 5 och 6). Totalt sett hänför sig 200 l/s av totalinläckningen på 350 l/s till dessa zoner. Tunnelsträckningen mellan dessa markerade läckagepunkter har enbart mindre läckage och i stora partier är tunnlarna helt utan inläckande vatten. De största läckagens vattenmängder redovisas i tabell 3.

Det största läckaget (läckage D i figur 6) hade ursprungligen ett flöde av ungefär 180 l/s, vilket på kort tid minskade till cirka 35 l/s. Minskningen av läckagekapaciteten tyder på, att bergmassan dränerades under initialskedet och att flödet efter denna dränering balanserar med ytvatteninfiltrationen till zonen. De övriga läckagen uppvisar även de likartade förlopp. I figur 7 visas det distinkta läckaget vid området D kort efter zonens friläggning.

Förutom dessa dominerande läckagezoner är den övriga inläckningen bunden till enskilda sprickor och mindre sprickzoner. Den vertikala eller subvertikala sprickgruppen, som stryker i N60°0 tycks dominera detta sekundära inflöde och detta förhållande sammanhänger troligtvis med den rådande spänningsfördelningen i berggrunden.



Figur 6. Längsprofil genom Juktans tunnelsystem. Tunnelpartier med större vattenläckage är markerade i figuren (Carlsson och Olsson, 1978a).

Longitudinal profile through the tunnels and the corresponding altitudes of the ground level. Areas with large water inflows are marked.



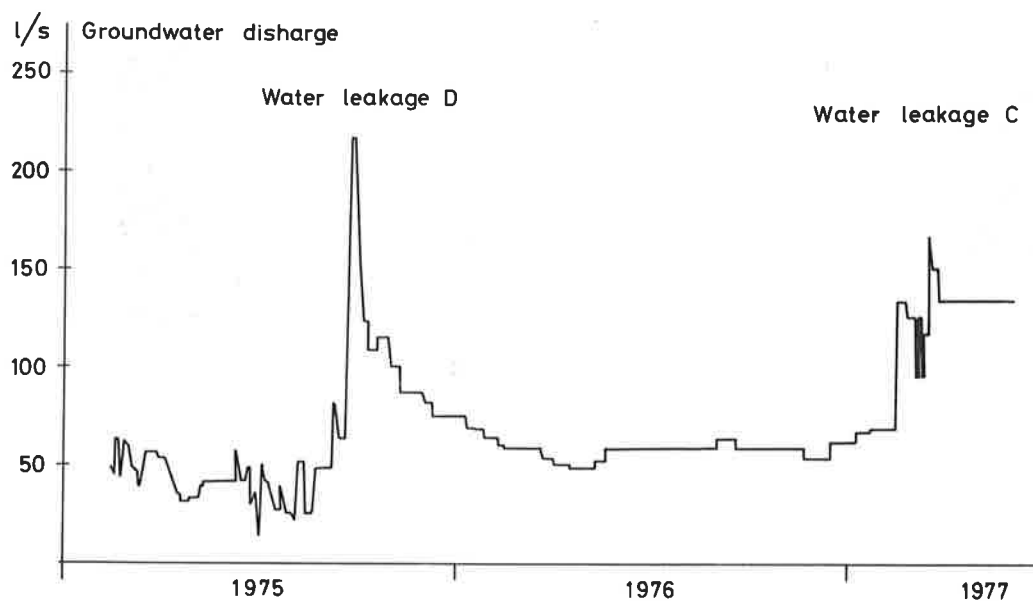
Figur 7. Distinkt vattenläckage i avloppstunneln. Vattenflödet är cirka 50 l/s. Foto av Ö. Eriksson.

Distinct water inflow in the tailrace tunnel, zone D. The inflow is about 50 l/s.

I figur 8 visas det ackumulerade läckaget till avloppstunnelns mellansänke som funktion av tiden. Uppmätningen av vattenflödet är utförd vid en speciell mätstation till vilken tunnelvatten pumpades. De kraftiga läckagen som uppstod vid friläggandet av zonerna C och D framgår tydligt, liksom även flödesminskningens tidsförlopp.

Tabell 3. Tunnelzoner med stor vatteninläckning. Inläckningens initialflöde och stationära flöde jämte läckageintensiteten anges för de olika zonerna. Läget för de olika zonerna A-G återfinns i figur 6.

Tunnelavsnitt	Zon	Zonbredd m	Initialflöde l/s	Stationärt flöde l/s	Initialintensitet l/s m	Stationär intensitet l/s m
Avloppstunnel	A	225	15	5	0,07	0,02
Avloppstunnel	B	250	60	30	0,24	0,12
Avloppstunnel	C	35	85	35	2,4	1,0
Avloppstunnel	D	20	180	35	9,0	1,75
Kabelschakt	E	20	20	3,	1,0	0,15
Tillfartstunnel	F	100	100	50	1,0	0,50
Tilloppstunnel	G	25	70	40	2,8	1,6



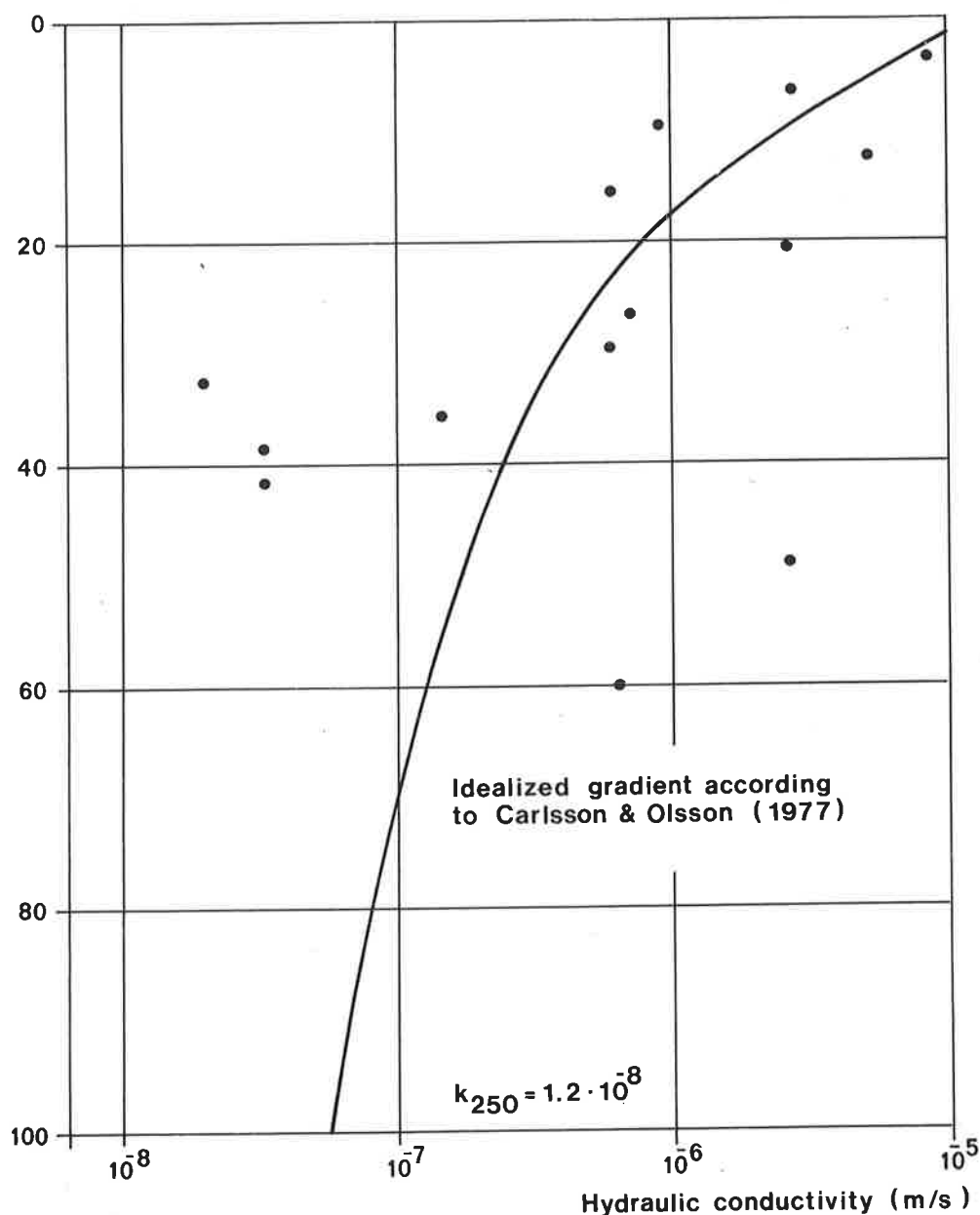
Figur 8. Mätning av avbördning av inläckande vatten vid avloppstunnelns mellansänke. De stora vattenläckagen C och D framgår tydligt (Carlsson och Olsson, 1978a).

Measurements of the water discharge in the measuring station at the intermediate access tunnel. The large water leakages at points C and D are clearly indicated.

Bergmassans hydrauliska egenskaper

Vattenförlustmätningar som utförts i kärnborrhål vid maskinstationen gav ett medelvärde på bergets permeabilitet av $2 \cdot 10^{-6}$ m/s. Variationerna mellan de olika mätvärdena var emellertid stora, från $2,2 \cdot 10^{-5}$ m/s till $8,6 \cdot 10^{-9}$ m/s. Dessa permeabilitetsvärden är uppmätta förhållandevis nära bergytan, vilket gör att de inte kan anses representativa för den djupt liggande bergmassan i vilken maskinstationen är utsprängd. Orsaken till detta är att permeabiliteten minskar med ökat djup (Carlsson och Olsson, 1977a). Djupberoendet visas i figur 9.

Depth below rock surface (m)



Figur 9. Bergmassans permeabilitet som funktion av djup under bergytan.

Hydraulic conductivity as a function of the depth below the rock surface.

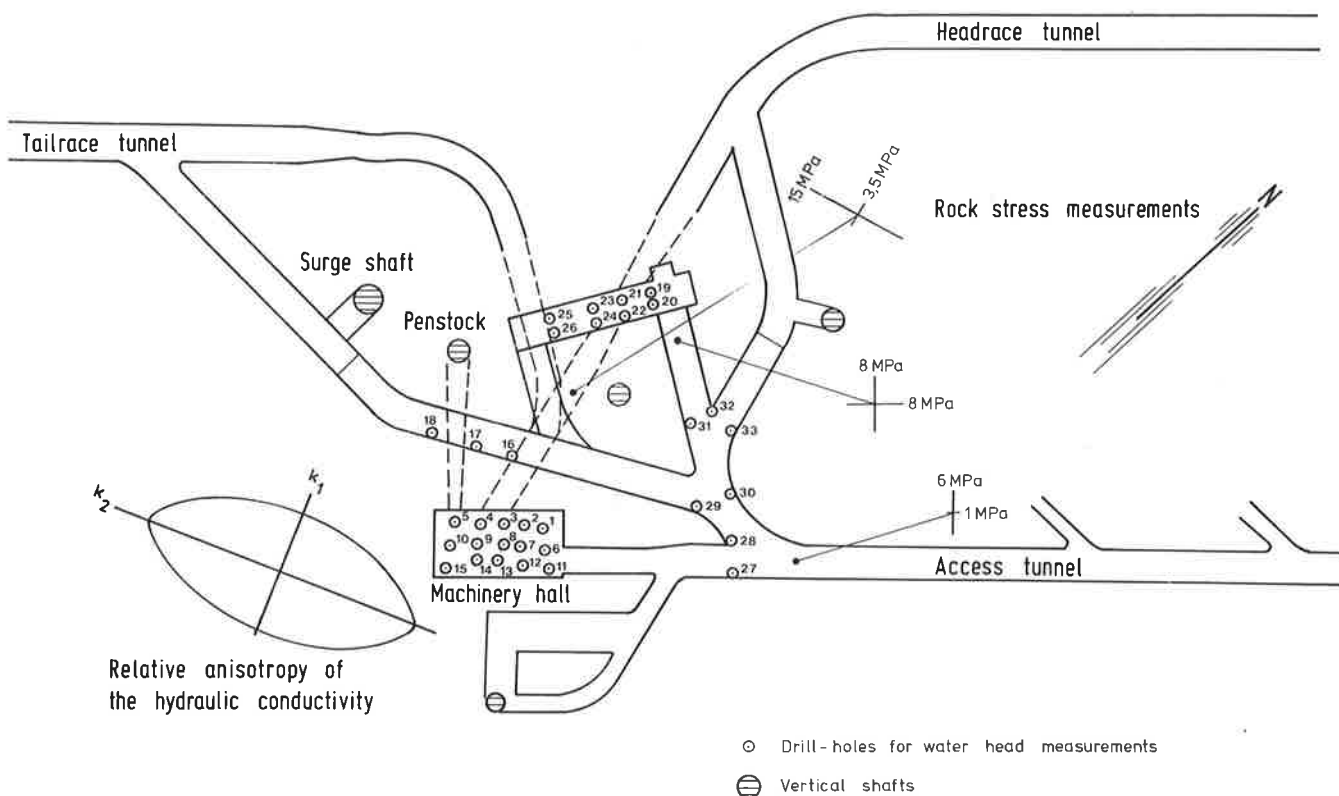
Följande statistiskt funna samband mellan permeabilitet och djup under bergytan (Carlsson och Olsson, 1977a)

$$k = 3,2 \cdot 10^{-5} \cdot D^{-1,65}$$

ger med utgångspunkt från ovanstående permeabilitetsvärden en permeabilitet av $9,9 \cdot 10^{-9}$ m/s på 250 m djup.

För att mäta det statiska vattentrycket i bergmassan borrades 38 borrhål i anslutning till maskinstationen. Borrhålen är cirka 10 m djupa och placerade i taken eller anfangen i de olika bergutrymmena. För tryckmätningen tillsluts borrhålen med manchetter och försågs med manometrar och avtappningsanordningar. Detta arrangemang möjliggjorde systematiska mätningar av tryckändringar som resultat av kontrollerade störningar i bergmassans tryckförhållanden.

Mätningar av den resulterande tryckskillnaden i olika riktningar ger permeabilitetens riktningsvariation. Genom dessa vattentrycksmätningar framgår det, att berggrunden är anisotrop och att förhållandet mellan permeabilitetens huvudriktningar är 3:1. En upp-



Figur 10. Borrhålen vid maskinstationen i vilka vattentrycksmätningarna är utförda. Permeabilitetens anisotropi samt resultaten från de utförda bergspänningsmätningarna visas även i figuren (Carlsson och Olsson, 1978a).

Drill-holes in the machine station area in which the water head measurements were made. The anisotropy of the hydraulic conductivity is indicated and the results of the rock stress measurements is given.

delning av den pseudoisotropa permeabiliteten av $9,9 \cdot 10^{-9}$ m/s på 250 m djup i de båda huvudriktningarna ger:

$$k_2 = 9,4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$k_1 = 3,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Den geografiska orienteringen av permeabilitetens huvudriktningar redovisas i figur 10.

En jämförelse mellan permeabilitetens huvudriktningar och berggrundens spänningstillstånd visar att riktningen för den maximala permeabiliteten i stort sett överensstämmer med riktningen för den maximala tryckspänningen. Vinkelrätt mot den maximala tryckspänningen finns tendenser till dragspänning påvisad i några mätpunkter. Det är mot denna bakgrund troligt att se de sprickor, som har en riktning mer eller mindre parallell med den högsta tryckspänningen som tensionssprickor, som hålls öppna av de förhållandevis låga spänningar, som verkar på sprickplanen. Sprickor vinkelräta mot denna riktning utsätts för ett betydligt större tryck på sprickyterna, varvid sprickorna blir mer slutna. Permeabilitetens anisotropi är således utpräglat spänningsberoende.

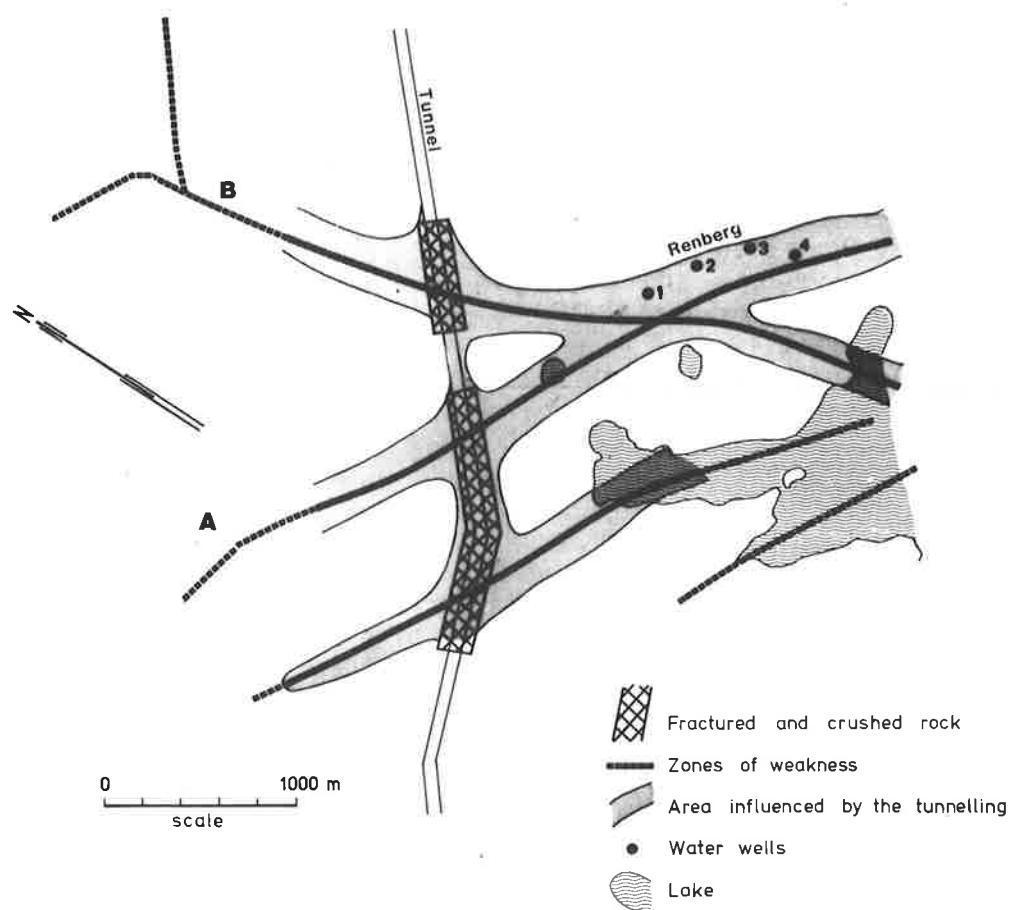
Likartade spänningsberoende permeabilitetsvärden finns även rapporterade från provpumpningsförsök i oljeförande formationer av bl a Cooke (1973) och Holditch och Morse (1976). I dessa fall har spänningsberoendet i huvudsak påvisats för horisontella sprickor.

Enligt Martna (1970 och 1971) startade vatteninläckningen i smällbergszonen i Sourva-Vietas tunneln först några dagar efter utsprängningen och de vattenförande sprickorna överensstämde till riktning med de maximala tryckspänningarna.

Tunnelns dränerande effekt

Den vatteninläckning i tunnlarna som har skett under drivningsarbetena har orsakat en dränering av den omgivande bergmassan på ett stort avstånd från tunnelsystemet. Genom att mäta grundvattenytan i fyra bergborrade brunnar som är belägna på ett avstånd av 1000-1500 m från tunneln har man kunnat konstatera, att tunneldrivningen har orsakat en sänkning av grundvattennivån.

Brunnarna är borrade i en bergmassa, som ansluter till en krosszon, som tunneln genomsär (figur 11). Genom att använda de regionala parametrarna (Jetel och Krásný, 1968) beräknades permeabilitetsvärdena för den bergmassa i vilken brunnarna är belägna. Permeabilitetsvärdena redovisas i tabell 4. Vad gäller krosszonerna antas att de avsänkingsvärden som redovisas i tabell 4 representerar en avsänkning under stationära förhållanden. Detta antagande torde vara riktigt, eftersom vatteninläckningen till tunnlarna från svaghetszonerna har pågått en lång tid, innan de två observationerna av grundvattennivån gjordes. Hänsyn togs också i detta fall till tunnelindriften. Det är möjligt, att anta att avsänkningen, s_a , orsakas av dränering via zon A och också att avsänkningen, s_b , orsakas av dränering via zon B, varvid den totala avsänkningen i observationsbrunnen är lika med summan av delavsänkningarna.



Figur 11. Området vid Renbergsbyn med avloppstunnel och korsande svaghetszoner (Carlsson och Olsson, 1978a). Godkänd ur sekretessynpunkt för spridning. Statens Lantmäteriverk 1978-02-27.

The Renbergsbyn area with the tailrace tunnel and the intersecting zones of weakness and the connected wells.

Tabell 4. Permeabilitetsvärden för de två svaghetszonerna jämte omgivande bergmassa i Renbergsbyn-området (jmf figur 11). Avsänkning i de fyra brunnarna till följd av tunnelarbetena redovisas även i tabellen.

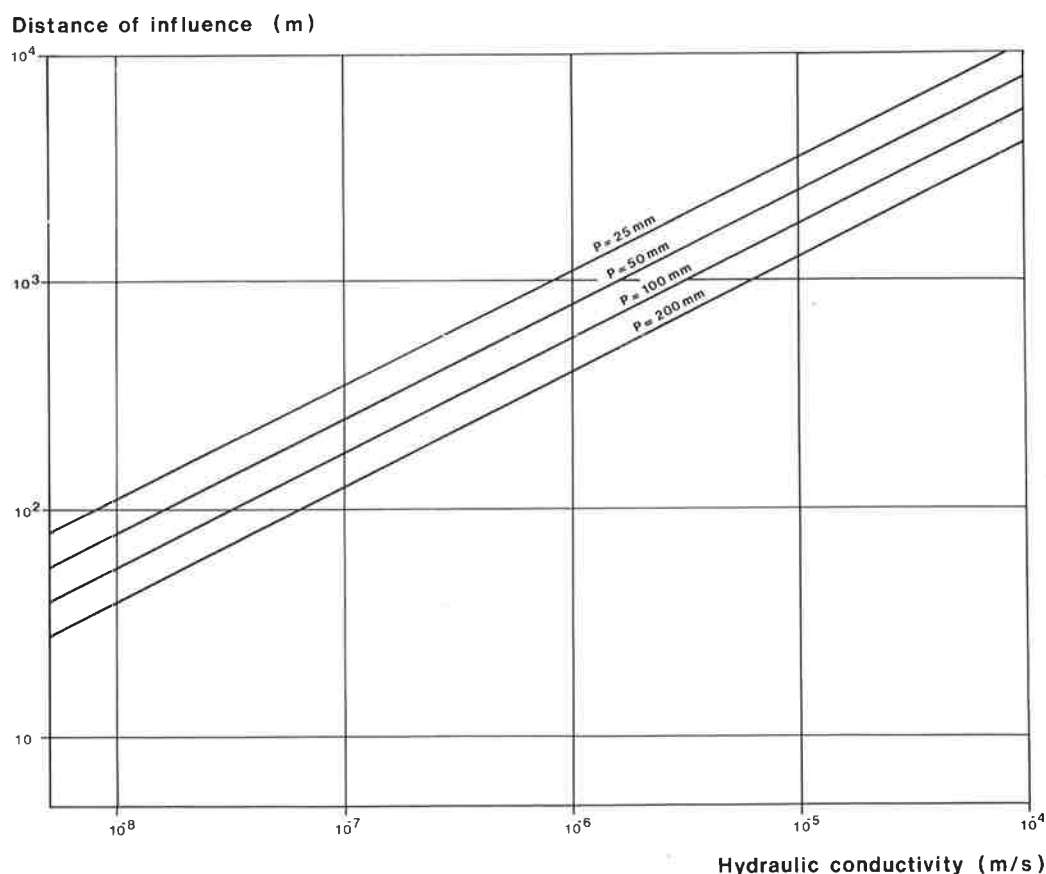
Brunn nr	Avstånd från tunneln längs zon A zon B		Avsänkning via zon A zon B		Permeabilitetsvärden		
	m	m	s_a (m)	s_b (m)	Brunnar m/s	zon A m/s	zon B m/s
1	1200	1000	17	20	$0,61 \cdot 10^{-6}$	$92 \cdot 10^{-6}$	$150 \cdot 10^{-6}$
2	1500	1300	18	5	$0,56 \cdot 10^{-6}$	$140 \cdot 10^{-6}$	$33 \cdot 10^{-6}$
3	1800	1500	13	25	$0,37 \cdot 10^{-6}$	$85 \cdot 10^{-6}$	$400 \cdot 10^{-6}$
4	2000	1800	20	16	$0,03 \cdot 10^{-6}$	$17 \cdot 10^{-6}$	$15 \cdot 10^{-6}$
Medelvärden					$0,39 \cdot 10^{-6}$	$84 \cdot 10^{-6}$	$150 \cdot 10^{-6}$

På basis av avsänkningen i brunnarna har krosszonernas permeabilitet beräknats. Resultaten av dessa beräkningar har sammanställts i tabell 4. Permeabilitetsvärdena för respektive krosszon är i medeltal $84 \cdot 10^{-6}$ m/s och $150 \cdot 10^{-6}$ m/s. De beräknade permeabilitetsvärdena för krosszonen är ungefär 250 gånger så höga som permeabilitetsvärdena för den omgivande bergmassan.

Tunnelns influensavstånd

Den geografiska placeringen av Juktan kraftstation har inneburit att de negativa verkningarna av dräneringseffekterna har kunnat undvikas vad avser skador på byggnader och anläggningar. Genom att man i samband med tunneldrivningen har haft möjlighet att uppmäta och studera vatteninläckningen till tunnelsystemet utan risk för skadegörelse har vissa allmänna principer beträffande underjordsanläggningens influensområde kunnat fastläggas.

Hur långt ifrån en tunnel en eventuell avsänkning kommer att



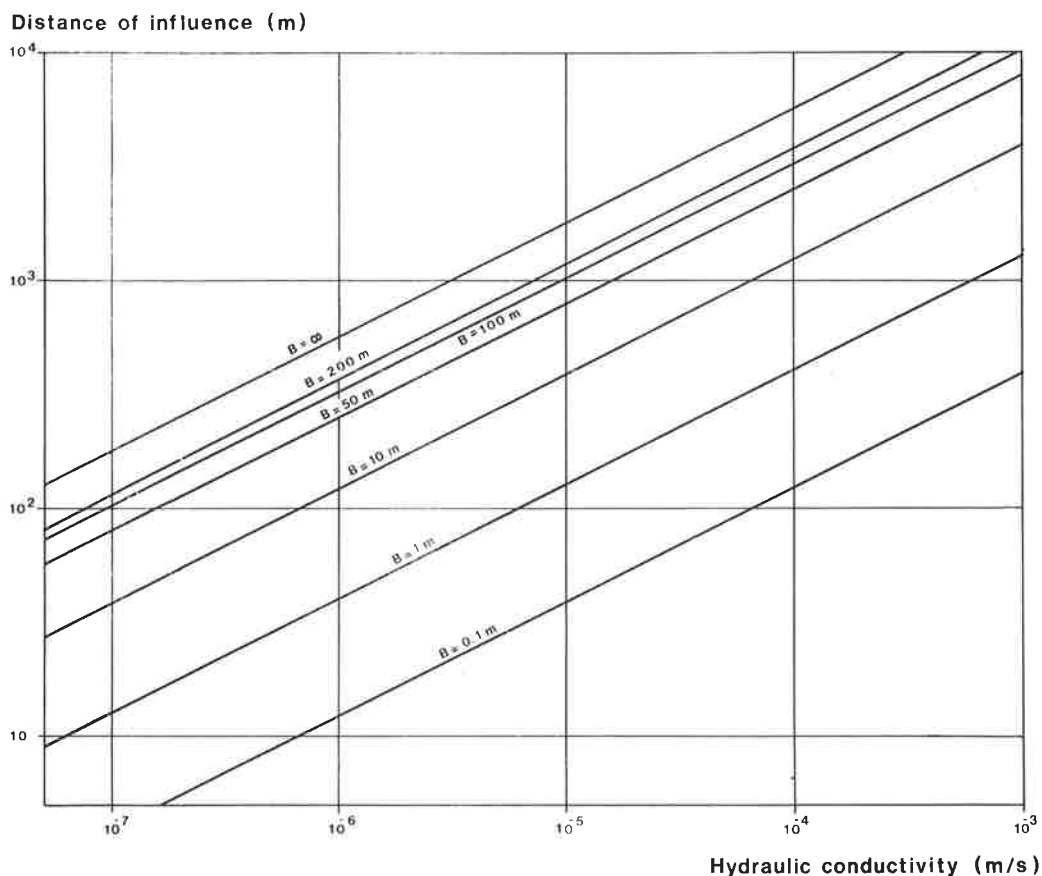
Figur 12. En tunnels influensavstånd vid olika värden på grundvattenbildningen (P) som funktion av berggrundens permeabilitet. Tunneln är tänkt belägen 60 m under grundvattnets tryckyta (Carlsson och Olsson 1978b).

The distance of influence of a tunnel as a function of the ground water recharge (P) and the hydraulic conductivity of the rock mass. The tunnel is imagined to be located 60 m below the original ground water level.

sträcka sig är beroende av ett antal sinsemellan oberoende faktorer, bland annat bergmassans permeabilitet, tunnelns nivå under grundvattnets tryckyta, grundvattenbildning, bergmassans homogenitet och de enskilda diskontinuiteternas permeabilitet. Som det tidigare har visat sig i avsnittet om tunnelns dränerande effekt, kan grundvattensänkning sträcka sig ett flertal km ut från tunneln.

Med utgångspunkt från potentialteoretiska samband kan en anläggnings influensområde beräknas som funktion av bergmassans permeabilitet och grundvattenbildning. Sambandet mellan dessa parametrar för en tunnel belägen 60 m under grundvattennivån redovisas i figur 12.

I förutsättningarna för denna figurs giltighet ligger, att varje bergmassa med ett givet permeabilitetsvärde skall ha en horisontell utsträckning, som är mycket större än influensområdet.



Figur 13. Influensavstånd längs en vattenförande svaghetszon för olika zonbredder (B) som funktion av zonens permeabilitet. Tunneln är tänkt belägen 60 m under grundvattnets tryckyta i ett område med en grundvattenbildning av 100 mm/år (Carlsson och Olsson 1978b).

Distance of influence along a highly conductive zone as a function of the hydraulic conductivity and the width of the zone (B). The tunnel is imagined to be located 60 m below the original ground water level in an area with a ground water recharge of 100 mm per year.

Figuren kan således endast anses vara giltig för den homogena bergmassan.

För Juktanområdet med en grundvattenbildning av 80 mm/år och med en genomsnittlig permeabilitet av $2,4 \cdot 10^{-7}$ m/s för den homogena bergmassan blir influensavståndet för 1 m avsänkning cirka 300 m och för 0,1 m avsänkning blir området 56 % större.

Avsänkningen längs de enskilda svaghetszonerna kommer förutom att tillgodogöra sig den direkta grundvattenbildningen även att dränera det omgivande berget, varvid en skenbar ökning av grundvattenbildningen måste beaktas. Denna ökning av grundvattenbildningen kommer att vara beroende av zonens bredd. Med hänsyn till dessa förhållanden har diagrammet i figur 13 konstruerats.

Förutsättningarna för denna figur är en grundvattenbildning av 100 mm/år och en påverkan som sträcker sig 100 m in i svaghetszonens sidoberg. I övrigt visar figuren det avstånd längs zonen, vid vilket avsänkningen är 1 m för en tunnel belägen 60 m under grundvattenytan. Den kurva som representerar $B = \infty$ motsvaras av den kurva i figur 12, som avser grundvattenbildning 100 mm. För de svaghetszoner som är poterade i Juktans tunnlar med en medelpermeabilitet av $9,5 \cdot 10^{-5}$ m/s och med varierande bredder kommer avsänkningen att sträcka sig från 300 m upp till några kilometer.

Vi har valt att i detta sammanhang räkna med en tunnel, som är belägen 60 m under den ursprungliga grundvattenytan. Det hydrauliska övertrycket påverkar influensområdet på så sätt, att en djupare belägen tunnel påverkar ett större område.

De framtagna kurvorna i figur 12 och 13 ger ett värde för influensavståndet, som definieras som det avstånd från tunneln, där avsänkningen uppgår till 1 m. Detta värde har visat sig tämligen väl motsvara det faktiska avstånd, inom vilket en påverkan kan spåras. En definitionsmissig begränsning av influensområdet med 0,1 m avsänkning ger ett värde på området, som är 56 % större.

Slutsatser

De hydrogeologiska undersökningarna vid Juktan kraftstation har bl a visat, att bergmassan är heterogen beträffande dess vattenförande förmåga och att förutsättningarna för vattentransport i bergmassan varierar avsevärt beroende på den tektoniska uppsprickningen. Vidare visas sprickzonernas betydelse som dränerande enheter och sambandet mellan berggrundens permeabilitet och den rådande spänningsfördelningen i bergmassan.

Summary

The Juktan power plant is situated in the county of Västerbotten in northern Sweden, about 140 km south of the Arctic Circle. The plant is a subterranean pumped storage power plant, designed and constructed by the Swedish State Power Board, which will also be responsible for its operation. Construction was begun in 1973 and the station went into operation in 1978.

The power station makes use of three storage reservoirs, in such a way that water from the regulated Lake Storjuktan is conveyed through a headrace tunnel via an underground machinery hall to Lake Blauksjön. For the production of electrical energy, water is discharged from Lake Blauksjön via the machinery hall to the lower storage reservoir Lake Storuman through a tailrace tunnel.

Due to the design of the project, the main part of the construction consists of underground excavations. The tunnel system has a total length of about 25 km, excluding vertical shafts. Five vertical shafts with a total length of 750 m were made with a Robbins full-facer during the construction. In all, the quantity of rock excavated amounted to about 2 million m³.

The bedrock in which the tunnels are excavated consists mainly of Revsund granite. In addition, metamorphic rocks of sedimentary origin, chiefly greywackes and schists, occur in the northernmost section of the headrace tunnel and to the east of the tunnel system.

The total quantity of the water inflow into the Juktan tunnels is 350 litres per second (l/s), and the average leak intensity for all the tunnels is 0,014 litres per second and metre of tunnel (l/s m). The highest inflow into the tunnels can be assigned to limited zones, from which come, in all, about 200 l/s of the total leakage of 350 l/s. The rock mass in between represents parts of the tunnels with very small water flows and there are long stretches completely without inflows.

The flow rate of the largest inflow was originally about 180 l/s, but after a short time it decreased to 35 l/s. The reduction of the flow rate indicates that a drainage of the rock mass took place during the initial stage and shows the present inflow and the surface recharge in balance. The general behaviour of other individual water inflows seems to follow a similar pattern. With the exception of these predominant leakages, the water inflow in the tunnels is restricted to individual joints. A vertical or a subvertical joint set seems to have the largest flow volumes, which is probably due to the stress distribution in the rock mass.

A comparison of the directions of the different hydraulic conductivities with the state of stress in the rock mass demonstrates that there is a correspondence, as regards the direction, between the extreme value of the hydraulic conductivity and the compressive stress measured within the machine station area. Almost perpendicular to the compressive stress there is a slight tendency to the tensile stress at some measuring-points. Therefore, it is reasonable to assume that joints with a strike parallel to the direction of the highest compressive stress are kept open by the low compressive stress on the joint planes. Analogously, the joints almost perpendicular to the compressive stress are tighter.

The drainage of the rock mass due to the water inflows into the tunnels has affected areas a great distance away. The drainage of the ground water due to the tunnelling has caused a fall in the ground water levels in four rock-drilled wells situated at a distance of 1000-1500 m from the tunnel. These wells are drilled in a rock mass connected with a crush zone which intersects the

the tunnel. The calculated conductivity values of the crush zones are about 250 times as high as that of the rock mass.

The ground water recharge in the Juktan area is calculated to be about 80 mm per year and this value is valid for the till areas. In the areas of gravel and sand, the recharge has a higher value, but owing to the limited extent of these areas, the ground water recharge will not be affected to any great degree.

In the Juktan area, with a calculated ground water recharge of about 80 mm per year and an average value of the hydraulic conductivity of $2,4 \cdot 10^{-4}$ m/s for the homogeneous rock mass, the distance of influence for a drawdown of 1 m will be about 300 m and for a drawdown of 0,1 m the distance of influence will be 56 % greater. The distance of influence has been calculated as a function of the hydraulic conductivity of the rock mass and the ground water recharge. The drawdown along highly conductive zones will cause, besides an assimilation of the recharge a drainage of the surrounding rock mass, and therefore an illusory increase of the recharge must be considered. This increase of the ground water recharge will be dependent on the width of the zone.

Referenser

- Axelsson, C. och Olsson, T., 1979: Grundvattenpåverkan vid tunnel-drivning-Parameterbestämning med numerisk modell. Vannet i Norden, Lund (under tryckning).
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1977a: Hydraulic properties of Swedish crystalline rocks. Hydraulic conductivity and its relation to depth. Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, N.S., Vol. 7, sid 71-84, Uppsala.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1977b: Variations of hydraulic conductivity in some Swedish rock types. Rockstore-77. The First International Symposium on storage in excavated rock caverns, Vol. 2, sid 85-91, Stockholm.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1977c: Water leakage in the Forsmark tunnel, Uppland, Sweden. Sver. Geol. Unders. C 734, 45 sid, Stockholm.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1978a: Hydrogeological aspects of ground water inflow in the Juktan tunnels, Sweden. Proceedings of SIAMOS-78. International Symposium on Water in Mining and Underground works, Vol. 1, sid 373-389, Granada.
- Carlsson, A. och Olsson, T., 1978b: Vatteninläckning till berganläggningar. Förväntningsmodell av influensområde. Byggmästaren Vol. 57, Nr. 11, sid 14-16, Stockholm.
- Cooke, C.E., 1973: Conductivity of fracture proppants in multiple layers. J. Pet. Tech., No. 9, sid 1001-1007, Dallas.
- Gavelin, S. och Kulling, O., 1955: Beskrivning till berggrundskarta över Västerbottens län. Sver. Geol. Unders. Ca 26, 165 sid, Stockholm.
- Gustafsson, L. och Gellerstedt, O., 1976: Pumpkraftverket Juktan. Ett unikt underjordsarbete. Tryckluft, Nr. 2, sid 6-13, Stockholm.
- Holditch, S.A. och Morse, R.A., 1976: The effects of non-Darcy flow on the behaviour of hydraulically fractured gas wells. J. Pet. Tech., No. 10, sid 1169-1178, Dallas.

- Jetel, J. och Krásný, J., 1968: Approximate aquifer characteristics in regional hydrogeological study. Vestn. Ustred. Ustav. geol. Vol. 43, sid 459-461, Praha.
- Kjellberg, R., 1975: Pumpkraftverk. Tryckluft, Nr. 3, sid 15-21, Stockholm.
- Martna, J., 1970: Rock bursting in the Suorva-Vietas headrace tunnel. 1st Int. Congress Int. Assoc. Engineering Geology, Vol. 2, sid 1134-1139, Paris.
- Martna, J., 1971: Geologiska synpunkter på smällberget i Suorva-Vietastunneln. IVA, rapport nr 38, Stockholm.
- Statens Vattenfallsverk, 1976: Juktan, tekniska uppgifter. Statens Vattenfallsverk, 16 sid, Stockholm.

DISKUSSION

Tekn dr Sten Bergman, Stocksund

Både Olsson och Karlsson har använt uttrycket "tektoniska svaghetszoner" rätt mycket i de här exemplen från Forsmark och Juktan. Det är geologiska uttryck som kanske i geologkretsar är klart definierade. I tunnelbyggarens språk är svaghetszoner ett inte så vanligt begrepp. Man talar om krosszoner, vattenzoner osv. När man skall överföra sådana här erfarenheter till praktiken så bör man definiera vad man menar med tektoniska svaghetszoner. Om det t ex alltid innebär att en tektonisk svaghetszon, om den skulle innehålla vatten, också innebär besvär för tunnelbyggaren. Jag är inte på det klara med om ni menar det eller om det är på det sättet.

Geolog Tommy Olsson, SGU

Med beteckningen tektoniska svaghetszoner som vi kanske har använt litet väl generöst, har vi i allmänhet menat de zoner som har gett problem i tunnarna vare sig det gäller vatten eller rent drivningstekniska problem. Vi har valt att ta alla zoner under samma namn och det är förstås egentligen inte helt korrekt.

Tekn dr Sten Bergman

Då vill jag fortsätta med en litet knepigare fråga. Vi vet att det är ganska svårt, för att inte säga omöjligt, att med dagens förundersökningsmetoder klart förutsäga var vi kommer att få vattenproblem. Däremot innehåller ofta de geologiska undersökningarna anvisningar på var man förväntar sig att det finns tektoniska svaghetszoner. Tror ni er nu om att kunna extrapolera eller reversera er erfarenhet så att ni säger att det är bara där man har tektoniska svaghetszoner som tunnelbyggaren kommer att träffa på vattenproblem? Det skulle i så fall onekligen förenkla tillvaron i framtiden.

Geolog Anders Carlsson, Statens Vattenfallsverk

Ja, man önskar att det vore så enkelt. Det är viktigt att man i samband med förundersökningarna kartlägger de enskilda tektoniska svaghetszonernas läge i området på grund av deras betydelse som dränerande enheter och deras

betydelse ur drivningsteknisk synpunkt. Från förundersökningarna kan man erhålla permeabilitetsvärden för bergmassan och för de tektoniska svaghetszonerna, liksom även svaghetszonernas bredd. På basis av dessa resultat kan sedan en förväntningsmodell upprättas. Betydande svårigheter finns emellertid kvar, bl a det att de geofysiska undersökningsmetoderna inte visar, om svaghetszonerna är täta genom leromvandling eller mineralisering och inte heller visar förekomsten av enskilda sprickzoner. Genom en noggrann kartläggning och undersökning av de tektoniska zonernas vattenförande förmåga ökar emellertid möjligheten att förutsäga vattenläckage i samband med tunnel-drivning och den resulterande grundvattendräneringen inom området.

Statsgeofysiker Leif Eriksson, SGU

Jag vill i det här sammanhanget nämna att man i Juktan gjorde omfattande geofysiska förundersökningar, både en flygmätning som täckte hela området och omfattande markmätningar och man kunde faktiskt i rätt stor omfattning kartlägga sprickzoner och rapportera om dem i förväg och därför ändrades också tunnelsträckningen på vissa punkter jämfört med det tidigare förslaget. Och speciellt i det fall som här visades, punkt "D", hade man mycket stora vatteninläckningar. Där hade man också mycket tydliga indikationer och kände alltså till att där fanns en tektonisk svaghetszon. Det var alltså inte speciellt överraskande att det blev stora vatteninläckningar i det området.

Fil dr Tor Hagerman, Hagconsult AB

När man provar byggnadsmaterial beträffande deras vattenupptagningsförmåga, får man vara väldigt försiktig med att inte lägga ner alltsammans under vatten för då får man vattenlåsning.

Alltså, luften i de kommunicerande porsystemen kan mycket väl verka hindrande på vattnets rörelse i materialet. Det samma gäller naturligtvis också i spricksystemen i berggrunden. Jag har många gånger funderat över varifrån luften kommer när man finner den under grundvattnet, den s k "grundvattennivån" i en berggrund. Det är sannolikt att man får in en del luft genom smältvatten, av kanske några grader över 0, som när det kommer ner i en något högre temperatur avger sin luft. Det är värt att tänka på i det här sammanhanget.

Rörelserna av vattnet i smala sprickor måste vara beroende av den lufthalt som sprickorna innehåller.

AVSLUTNING

Forskningsdir Sten Bjurström

Vi har nu nått slutet av vårt program för i år. Personligen tycker jag det har varit en mycket intressant dag med värdefulla bidrag.

KBS-projekten och flera av de andra föredragen kommer säkerligen att ge upphov till fortsatta diskussioner och undersökningar.

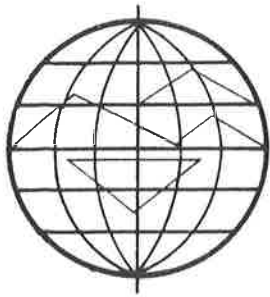
Jag vill särskilt tacka alla föredragshållare och discussionsdeltagare som beredvilligt ställt upp och bidragit med sina kunskaper och erfarenheter. Jag vill också tacka det programråd, som står bakom den här dagen och arbetar med programmet. Sist men inte minst vill jag tacka detta råds verkställande sekreterare Tomas Franzén, som i stort sett tillsammans med BeFos kansli, gör allt "jobbet" bakom denna dag.

Innan vi slutar vill jag också framföra ett särskilt tack till professor Ingvar Janelid, som varit ordförande för denna dag fram till idag.

Utan tvekan är det till mycket stor del Ingvar Janelids förtjänst att vi har denna tradition med en årlig informationsdag, där vi idag har nått till nr 14.

Ett stort och varmt tack från oss alla till Ingvar Janelid för de initiativ och insatser, som han visat under alla dessa år.

Och därmed förklarar jag 1979 års bergmekanikdag avslutad.



SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN/
SWEDISH NATIONAL GROUP OF ISRM

Bilaga till
Bergmekanikdag 1979

ÅRSREDOGÖRELSE 1978

Ordf Sten Bjurström, v.ordf Ove Stephansson, sekr Tomas Franzén

B E R G M E K A N I K Å R E T 1978

1978 har från bergmekanisk synpunkt varit ett livligt och händelserikt år, trots den förhållandevis lägre verksamheten vid våra gruvor och bergbyggen. FoU-satsningar med anledning av kärnbränslelagring och andra energiprojekt, exportansträngningar inom berganläggningsområdet samt gruvornas exportsvårigheter har uppmärksammat bergmekanikens viktiga roll för vidareutveckling av tekniken inom dessa områden. Detta har medfört krav på förbättrade metoder och djupare kunskaper i bergmekanik, såväl vid projektering som genomförande av bergarbeten i Sverige och utomlands.

Det har också skett ökade forskningssatsningar under året främst vid våra tekniska högskolor. Likaså har energisituationen och det svåra läget i våra gruvor medfört ökade statliga satsningar via fonder och andra organ.

Svenska Bergmekanikgruppen

Svenska Bergmekanikgruppen, som består av ca 125 individuella medlemmar och ett 20-tal företag, har till uppgift att främja bergmekaniken - nationellt och internationellt - främst i egen-skap av nationalgrupp för International Society for Rock Mechanics - ISRM.

Gruppen reorganiserades i samband med bergmekanikdagen 1978 varvid årsmötet beslöt att ge verksamheten något fastare former genom att utse en utökad styrelse och sekretariat. Styrelsen består av forskningsdirektör tekn lic Sten Bjurström, ordförande, professor Ove Stephansson, v.ordförande, professor Ingvar Janelid samt generalsekreteraren civ ing Tomas Franzén. Sekretariatet är placerat vid BeFo.

Verksamheten inom gruppen under 1978 har i huvudsak varit knuten till aktiviteter i anslutning till ISRM såsom kommissionsarbeten, distribution av "News" och rapporter, arbete med svenska bidrag till ISRM-kongressen 1979 (se bilaga 1) samt deltagande i ISRM:s årsmöte i Rio de Janeiro.

ISRM - International Society for Rock Mechanics

Allmänt om ISRM

ISRM är en organisation bildad 1956 och baserad på medlemskap av personer och företag kanaliserat via nationalgrupper. Drygt 4 000 medlemmar och 130 företag från 34 länder ingår i organisationen.

Verksamheten inom ISRM avser att främja bergmekaniken och består i anordnande av internationella konferenser, stödjande av nationella symposier samt inom ramen för kommissionsarbete bearbetning av en rad bergmekaniska frågor av gemensamt internationellt intresse.

Organisationens sekretariat är placerat vid Laboratorio Nacional de Engenharia Civil - LNC i Portugal och det leds av en generalsekreterare (Dr A Silverio) med assistans av allmän sekreterare och kontorspersonal.

ISRM:s medlemmar och företag är berättigade till förmånligare deltagaravgifter i konferenser och möten samt informeras kontinuerligt genom föreningens tidskrift "News" och kommissionsrapporter.

ISRM:s verksamhet 1978

Av ISRM:s verksamhet 1978 har följande bedömts intressant för Sveriges del:

- Årsmöte avhölls i Rio de Janeiro i september 1978 med 20 nationer närvarande. Såväl Ryssland som folkrepubliken Kina deltog.
- ISRM:s budget är ca 25 000 \$ per år.
- ISRM skall ägna ökat intresse åt bergmekanik i gruvor i framtiden.
- ISRM skall öka samarbetet med andra internationella organisationer.
- ISRM sponsrar symposiet "Structural Foundation on Rock" i maj 1980 i Sydney, Australien, och symposiet "Weak Rock" i Tokyo i september 1981.
- ISRM:s fjärde världskongress i Montreux i Schweiz september 1979 löper planenligt. "Final bulletin" och registreringshandlingar utsändes i slutet av januari 1979. Länder som önskar vara värd för femte världskongressen 1980 skall höra av sig före 790630.
- Av ISRM:s 10 kommissioner förbereder flertalet slutrapporter till i september 1979.

- ISRM:s stadgar har reviderats. Bland annat beslöts att vice-presidenter representerande världsdelar skall avge en bergmekanisk översikt över respektive område vid varje kongress.
- Nytryckt medlemsförteckning över ISRM:s medlemmar utges sommaren 1979.
- Ordförande och världsdelsordförande skall väljas vid årsmötet 1979 för den kommande fyraårsperioden. Personförslag skall vara sekretariatet tillhanda före 790531.

Anm. Detaljer beträffande ovanstående m m kan erhållas från svenska sekretariatet.

- Kommissionen för standardisering av laboratorie- och fälttester har utgivit några olika "Suggested Methods..." under året. Dessa har publicerats i Int.J.Rock Mech.Min.Sci. & Germech.Abstr. Vol. 15, nr 2 och 3, 1978, men kan även beställas från ISRM:s sekretariat för ca \$ 1:- per styck.

Nr 4: "SMs for Determining Sound Velocity".

Nr 5: "SMs for determining Hardness and Abrasiveness of Rocks".

Nr 6: "SMs for Petrographic Description of Rocks".

Nr 7: "SMs for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression".

Nr 8: "SMs for determining Tensile Strength of Rock Materials".

Referensexemplar finns hos BeFo.

Svenska bidrag till Montreuxkongressen 2-9 september 1979

1. Föredrag av Sten Brännfors i samband med presentationen av tema III under titeln:

- DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURES WITH RESPECT TO MODERN CONSTRUCTION METHODS

2. Följande bidrag publiceras i kongresshandlingarna, ur vilka speciellt intressanta inslag kommer att presenteras muntligt:

- THE MEASUREMENT OF TRIAXIAL ROCK STRESSES IN DEEP BOREHOLES AND THE USE OF ROCK STRESS MEASUREMENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF ROCK OPENINGS (Theme II)
R. Hiltcher, J. Martna och L. Strindell
- ADHESION OF SHOTCRETE TO VARIOUS TYPES OF ROCK SURFACES AND ITS INFLUENCE ON THE STRENGTHENING FUNCTION OF SHOTCRETE WHEN APPLIED TO HARD JOINTED ROCK (Theme III)
T. Hahn och J. Holmgren
- INFLUENCE OF THE TEMPERATURE ON GROUNDWATER MOVEMENTS IN JOINTED ROCK MASSES WITH APPLICATION TO RADIOACTIVE WASTE DISPOSAL (Theme I)
U.E. Lindblom
- A PILOT HEATER TEST FOR THE SWEDISH NUCLEAR FUEL SAFETY PROGRAM (Theme I)
H. Carlsson, O. Stephansson och B. Leijon
- APPLICATION OF A FINITE ELEMENT MODEL TO MINING DESIGN AT THE STEKENJOKK MINE, NORTHERN SWEDEN (Theme III)
N. Krauland
- WATER UPTAKE AND SWELLING OF MONTMORILLONITIC CLAY SEAMS IN ROCK (Theme I)
R. Pusch
- THREE-DIMENSIONAL PHYSICAL MODEL TECHNOLOGY APPLICABLE TO THE SCALING OF UNDERGROUND STRUCTURES (Theme II)
B. Stillborg, O. Stephansson och G. Swan
- REGISTRATION OF DYNAMIC STRESSES AND DAMAGES IN ROCK MASSES DUE TO BLASTING OPERATION (Theme II)
R. Holmberg och P.A. Persson
- ROCK MECHANICS IN SWEDEN - A SURVEY (Group-Report)
S.G.A. Bergman och S. Bjurström

MEMBERSHIP OF ISRM COMMISSIONS/COMMITTEES
AT 1978 JULY (-1979 SEPTEMBER)

COMMISSION ON STANDARDIZATION
of Laboratory and Field Tests
(1968-):

Committee on Laboratory Tests
(1974-)

R.H. Atkinson USA
Z.T. Bieniawski USA (*)
E. Broch NORWAY
A. Carrere FRANCE
J.M. Edmond UK
I. Hawkes USA
B. Ladanyi CANADA
R.P. Miller USA
C.M. Nieble BRAZIL
F. Rummel FRG
J. Szlavik UK
G. Worotnicki AUSTRALIA
3) U. Yamaguchi JAPAN

Committee on Field Tests
(1974-)

J.M. Angoloti SPAIN
N. Barton NORWAY
J.A. Bowling AUSTRALIA
E.J. Cording USA
J.H. Coulson USA
D.U. Deere USA
K. Drozd CZECHOSLOVAKIA
J.A. Franklin CANADA
H. Grob SWITZERLAND
G. Herget CANADA
M.A. Kanji BRAZIL
M.S. King CANADA
J.L. Knull UK
H.K. Kutter FRG
C. Louis FRANCE
Y. Oka JAPAN
A. Pahl FRG
F.D. Patton CANADA
P.R. Rossi ITALY
J.C. Sharp UK
A. Silvério PORTUGAL
W.L. van Heerden S AFRICA
3) B. Wareham UK

COMMISSION ON TEACHING
of Rock Mechanics
(1968-)

W.E. Bamford AUSTRALIA
E. Broch NORWAY
E.T. Brown UK
E.J. Cording USA
J. Eastaff UK
J. Farran FRANCE
K. Gray USA
R. Hardy USA
I. Janellid SWEDEN
K.W. John FRG
B. Kujundžić YUGOSLAVIA
B. Ladanyi CANADA
F. Mello Mendes PORTUGAL
V. Menci CZECHOSLOVAKIA
Y. Nishimatsu JAPAN
T. Onodera JAPAN
(17) J.C. Roegiers USA

COMMISSION ON CLASSIFICATION
of Rocks and Rock Masses
(1971-)

B. Aisenstein ISRAEL
R. Call USA
E.J. Cording USA
F.O. Franciss BRAZIL
J.A. Franklin CANADA
H. Helfrich SWEDEN
J. Jennings S AFRICA
C.-O. Morfeldt SWEDEN
L. Obert USA
R. Oliveira PORTUGAL
M. Panet FRANCE
M. Rocha PORTUGAL
D. Stapledon AUSTRALIA
(14) B. Voight USA

(*) - Underlined are the names of Commission Presidents/Committee Chairmen

COMMISSION ON RESEARCH

(1971-)

G. Baron FRANCE
S. Bergman SWEDEN
Z.T. Bieniawski S AFRICA
E.T. Brown UK
F. Cornet FRANCE
S. Crouch USA
P. Egger SWITZERLAND
E. Fumagalli ITALY
R. Goodman USA
P. Habib FRANCE (*)
M.A. Kanji BRAZIL
J. Kraus CZECHOSLOVAKIA
K. Land USA
G. Lombardi SWITZERLAND
F. Mello Mendes PORTUGAL
J. Salas SPAIN
(17) W. Wittke FRG

COMMISSION ON PUBLICATION
and Translation

(1973-)

T.C. Atchison USA
S. Bjurström SWEDEN
G. Guidicini BRAZIL
G. Herget CANADA
H.K. Kutter FRG
C. Louis FRANCE
R. Oliveira PORTUGAL
(8) M. Romana-Ruiz SPAIN

COMMISSION ON Behaviour of TUNNELS
and Other Permanent Openings

(1973-)

A.J. Bowling AUSTRALIA
L. Brekke USA
E. Fumagalli ITALY
B. Gilg SWITZERLAND
D.A. Howells UK
K.W. John FRG
K. Kovári SWITZERLAND
C. Louis FRANCE
V. Maury FRANCE
D. Prader SWITZERLAND
E. Stelbr USA
(12) L.B. Underwood USA

COMMITTEE ON

Revision of STATUTES

(1974-)

D.F. Coates CANADA
P. Duffaut FRANCE
(3) K.W. John FRG

COMMISSION ON Geomechanics
COMPUTER PROGRAMMES

(1976-)

R.E. Goodman USA
W.L. van Heerden S AFRICA
M.A. Kanji BRAZIL
W.J. Karwoski USA
S. Sakurai JAPAN
(6) W. Wittke FRG

COMMISSION ON
SWELLING ROCKS

(1978-)

O.W. Ast FRG
W.E. Bamford AUSTRALIA
T. Brekke USA
A.J. da Costa Nunes BRAZIL
G. Einsele FRG
H.H. Einstein USA
H. Grob SWITZERLAND
M. Gysel SWITZERLAND
C.F. Lee CANADA
N. Morgenstern CANADA
I. Santiago Uriel SPAIN
(12) W. Wittke FRG

(*) - Underlined are the names of Commission Presidents/Committee Chairmen

