

BeFo

Bergmekanikdag 1981

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo

**Föredrag och diskussioner vid
BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE
I STOCKHOLM 28 JANUARI 1981**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm Jan 28 1981**

Redigerad av Tomas Franzén

**Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Mechanics Research Foundation
STOCKHOLM 1981**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING
=====

Sid

INLEDNINGSANFÖRANDE	7
Forskningsdirektör Sten Bjurström, Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm	
<u>BERGMEKANIK I GRUVOR</u>	
BERGMEKANIK I KIRUNA - ÅTERBLICK	15
Överingenjör Imre Hansagi, LKAB, Stockholm	
BERGMEKANIK I LKAB IDAG OCH PLANER FÖR DE NÄRMASTE ÅREN	25
Bergsingenjör Hans Gustafsson, LKAB, Kiruna	
STABILITETSANALYS INFÖR DEN FRAMTIDA BRYTNINGEN VID BJÖRKA MARMORGRUVA	35
Överingenjör Bertil Astlind, Ernström Mineral ab, Glanshammar o Bergsingenjör Kurt Eriksson, VIAK AB, Vällingby	
<u>ANALYS OCH DIMENSIONERING. NUMERISKA METODER</u>	
FEM - ETT VERKTYG FÖR PRAKTISK BERGMEKANIK	61
Dipl ing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden o Professor Ove Stephansson, Avd för Bergmekanik, Högskolan i Luleå	
DISKUSSION	95
Inlägg av hrr Bjurström, Bergman, Stephansson, Hahn, Keijer, Stille o Wijk	
INVESTIGATIONS AND ANALYSIS FOR A CRYOGENIC UNDERGROUND STORAGE IN SANDSTONE, NIGG, SCOTLAND	103
Tekn dr Håkan Stille, Hagconsult o Inst för Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm o Civil- ingenjör Lars Lundström, Hagconsult AB, Sthlm	
PROJEKT "STABILITETSBERÄKNING FÖR GRUVUTRYMMEN"	119
Docent Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan i Helsingfors	

BERGMASSOR UNDER TRYCK

BERGTRYCKSPROBLEM VID ÖEF 600 M ² TUNNLAR I BROFJORDEN	121
--	-----

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund o Avd dir
Nils-Erik Johnsson, Överstyrelsen för ekono-
miskt försvar (ÖEF), Stockholm

HØYE SPENNINGER I FJELL - EKSEMPLE FRA NORSKE ANLEGG	149
---	-----

Bergingeniør Anders Heltzen, Institutt for
Fjellsprengningsteknikk, Oslo o Dr ing Arne
Myrvang, Institutt for gruvedrift, NTH, Trondheim

OM BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR I FINLAND	167
-------------------------------------	-----

Fil mag Olof Rosenlund, Rautaruukki Oy, Oulu
o Dipl ing Pekka Lappalainen, Outokumpu Oy,
Outokumpu

ROCK STRESS MEASUREMENTS BY OVERCORING AND HYDRAU- LIC FRACTURING IN A DEEP BOREHOLE AT STRIPA, SWEDEN	179
---	-----

Jüri Martna, Kjell Ingevald, Lars Strindell,
Statens Vattenfallsverk, Stockholm o Thomas
Doe, Ph D, University of California, Berkeley,
California

SLÅENDE BORRNING I BERG UNDER TRYCK	189
-------------------------------------	-----

Civiling Gunnar Wijk, Atlas Copco MCT AB,
Stockholm

DISKUSSION	211
------------	-----

Inlägg av hrr Stephansson, Sten G A Bergman,
Magnus Bergman, Krauland, Hagerman, Bjurström,
Scherman, Heltzen, Holmgren o Hiltcher

STABILITET OCH FÖRSTÄRKNING

SKONSAM SPRÄNGNING - NY FÖRSTÄRKNINGSMETOD ? Fältförsök med skonsam sprängning	217
---	-----

Geolog Marianne Lindström, BERGAB, Göteborg
Forskn ing Bengt Ludvig, Avd f Bergmek o
Forskn ing T Naarttijärvi, Avd f Bergteknik,
Högskolan i Luleå, Luleå

DEFORMATIONSMÄTNINGAR - ETT HJÄLPMEDEL VID UT- BYGGNAD AV TUNNELBANESTATION HUVUDSTA, STOCKHOLM	243
--	-----

Tekn dr Håkan Stille, Civ ing Lars Olsson o
Bergsing Per Delin, Inst för Jord- & Bergmek,
Tekniska Högskolan, Stockholm

	<u>Sid</u>
KABELBULTNING I LKAB:s GRUVA I MALMBERGET	251
Bergsingenjör Bert-Ove Johansson, LKAB, Malmberget	
STÅLFIBERARMERING FÖR SEG OCH STARK SPRUTBE- TONGFÖRSTÄRKNING	265
Docent Jonas Holmgren, Fortifikationsförvalt- ningen och Inst f Byggnadsstatik, KTH, Stock- holm	
DISKUSSION OCH AVSLUTNING	275
Inlägg av hrr Stephansson, Holmgren, Alberts o Bjurström	

BILAGA

Svenska Bergmekanikgruppens årsredogörelse för
år 1980

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör, tekn. lic. Sten Bjurström,
Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo, Stockholm.

Jag ber att få hälsa deltagarna i 1981 års bergmekanikdag välkomna.

Vi träffas i ny lokal och på ny dag men det verkar som de flesta hittat hit ändå, vi har som under tidigare år drygt 300 anmällda. Vi hoppas att vi med den här nyordningen skall kunna utnyttja hela dagen och få litet mera tid för diskussioner och kommentarer.

Byggmekanikdagens syfte är ju att spegla utvecklingen inom bergmekanik och angränsande vetenskaper. Ser vi så på 1980 kan vi konstatera att det har varit ett innehållsrikt och intressant år från bergbyggnadssynpunkt, även om volymerna varit små.

Utveckling av bergbyggandet för nya ändamål, främst energiförsörjning samt ökat byggande i främmande geologiska miljöer har tillsammans med krav på nya och effektivare gruvbrytningssystem inneburit behov av breddad och fördjupad bergsvetenskaplig kunskap.

Omfattningen och intensiteten i den berganknutna forskningen och utvecklingsverksamheten har också varit stor.

Såväl statsmakterna som näringslivet har under året ökat sitt stöd till sådana satsningar. Många och stora projekt är på gång vid högskolor och forskningsinstitut och ute i industrin, för att ta fram nya system, höja den tekniska nivån och öka vår konkurrenskraft.

Dagsläget inom bergshanteringen i stort är dock dystert. Vi måste tyvärr konstatera att läget för järnmalmsgruvorna är synnerligen besvärligt. Det skedde en viss upphämtning under våren 1980 men sedan dess har det skett en mycket snabb nedgång i efterfrågan på järnmalm. Det rådande höga priset på silver och guld innebär att situationen för basmetallgruvorna är betydligt ljusare, även om priset på Cu, Zn och Pb inte är särskilt lysande. Sammanlagda volymen brutet berg i gruvorna är något mindre än under 1979, ca 38 miljoner ton.

Inom berganläggningsområdet är ej heller bergvolymer särskilt imponerande. Vårt trängda ekonomiska läge torde innebära att vi ej kan förvänta någon större ökning i det allmänna bergbyggande under de närmaste åren. De förhoppningar man har på ökade volymer inom det energirelaterade undermarksutnyttjandet har dock stärkts under året, men några större projekt torde ej vara aktuella förrän nu pågående och planerad experimentverksamhet inom området utvärderats, dvs omkring 1985. Det rör sig dock om ett flertal provanläggningar.

I detta läge, med en sviktande inhemsk marknad, har utlandsverksamheten fått en alltmer ökad betydelse för konsulter, entreprenörer och tillverkare. Här sker och planeras i dag målmedvetna satsningar på såväl marknadsföring som teknisk forskning kring problem i det internationella bergbyggandet. I detta arbete har man haft en glädjande uppbackning från staten bl a genom STU och BFR samt Exportrådet m fl. De påtagliga resultaten av verksamheten är dock ännu rätt klena och de närmaste åren får visa om förhoppningarna håller.

Efter denna allmänna genomgång skall jag på sedvanligt sätt nämna något mera i detalj om vissa intressanta händelser inom den *bergtekniska utvecklingsverksamheten* under året.

Om vi börjar med *BeFo* så har verksamheten under 1980 bestått i slutförande av ramprogrammet för 1978-80 m m. Resultaten härav redovisas på sedvanligt sätt i vår årsberättelse, som är utlagd i foajén. Särskilt glädjande för *BeFo* är byggandet av forskningsanläggningen för värmelagring i Avesta, som pågått sedan i somras. Här bygger Vattenfall och *BeFo* i samarbete med Avesta kommun och med stöd av BFR och NE ett bergrum på 15.000 m³ för 115° varmvatten för forskning under 1982-84. Entreprenör är Skånska Cementgjuteriet och Svenska Väg AB i samverkan.

Under året har också *BeFo* utarbetat ett nytt ramprogram för perioden 1981-83. Bilden nedan visar antalet projekt och hur de fördelar sig på olika forskningsområden. Programmet är baserat på en övergripande bedömning av forskningsbehoven inom

RAMPROGRAM 1981-83

Projektområden:

Bergteknisk projektering

Ingenjörgeologiska och bergmekaniska förundersökningar

6 projekt 1,5 milj kr

Analys, teoribildning, beräkningsförfaranden

4 projekt 1,3 milj kr

Bergbrytning

7 projekt 2,4 milj kr

Bergets hantering och transport

2 projekt 1,1 milj kr

Förstärkning och tätning

4 projekt 1,4 milj kr

Gruvsystem och berganläggningar

9 projekt 2,6 milj kr

Information, förstudier, central administration

1,8 milj kr

hela det bergtekniska området under 80-talet. Inom denna ram har sedan prioriterats projekt av målinriktad natur som bedömts lämpliga att utföra gemensamt och ej tillfredsställande behandlas på annat håll.

Verksamheten vid BeFos systerorganisation *SveDeFo* följer i stort gällande 5-årigt ramprogram. Detta innebär att man vid sidan av det traditionella programmet rörande sprängämnes brytverkan, bergartens brottseghet, stenkast, vibrationer och spränggaser sysslat med direkt målinriktade projekt beträffande laddning och skador vid gruvhålsbrytning, sprängning i magasinerande bergbrytning samt bergavverkningsproblem vid arbeten i svaga sedimentära bergarter.

Gruvforskningen är, vad avser bergteknik, till stora delar helt samorganiserad med BeFo. Vid sidan härav bedriver bl a gruppen GRAMKO - Gruvornas arbetsmiljökommitté - forsknings- och utredningsverksamhet rörande en rad direkta arbetsmiljöfrågor bl a miljöexposition, buller, arbetstygnd, brand och katastrof. Under året har också arbetena vid den s k forskningsgruvan i Kiruna kommit igång på allvar. En forskningsstiftelse under Industridepartementets och STU's huvudmannaskap har bildats för att genomföra projektet och avtal beträffande bl a malmleveranser till LKAB har träffats. Expertis och forskare från gruvindustrin och högskolor har i olika former engagerats i projektet och för närvarande pågår ortdrivning och tillredning för gruvhålsbrytningen i den iordningställda gruvan. Man har också kommit långt med borrhningar och instrumentering för det bergmekaniska programmet.

Som nämnts har forskare från olika avdelningar vid *högskolan i Luleå* engagerats i stor utsträckning i forskningsgruvan. Forskningsverksamheten i övrigt vid högskolan har också varit omfattande. För bergteknikens del har man forskat kring mekanisk bergfragmentering och fullborrning, försiktig sprängning i dåligt berg m m. Avdelningen för bergmekanik har också varit strängt sysselsatta. Tillsammans med Boliden AB och KTH/job. har man avslutat omfattande arbeten rörande praktisk användning av numeriska modeller (Näslidenprojektet). Vidare har man haft en omfattande forskning kring mer grundläggande bergmekanik såsom bergsönderdelning, bergspänningar, termosprickbildning i berg etc. Vid sidan härav genomföres projektet rörande bultförstärkning och ingenjörgeologiska och bergmekaniska mätningar i pågående tunnel- och bergbyggen.

Verksamheten vid *KTH - institutionen för jord och bergmekanik* har berört forskning kring numeriska modeller för jord- och bergmekanik samt teorier kring allmän övervakningsproblematik och geostatistiska metoder. Institutionen, som under året byggt upp sitt laboratorium för bl a bergprovning, har också varit engagerad i genomförande och utvärdering av bergmekanisk mätning bl a i tunnelbanan.

Verksamheten vid *Chalmers* institutionerna för geoteknik och geologi, har bestått i fortsatt forskning rörande värmelagring i blockfyllda bergrum och kemisk verkan av varmt vatten på bergmaterial. Man planerar nu ett större försök med en stenfylld bassäng för att utröna värmeförhållandena i ett blockfyllt berg-
rum.

Statens bergtekniska verksamhet via olika forskningsorgan såsom BFR, STU, NE, AsD m fl beträffande den bergtekniska forskningen har främst ägnats gruvtekniska satsningar, kollektiv forskning samt energiprojekt. Inom det senare området har såväl BFR som NE utgivit ett flertal utvärderingar och översikter t ex BFR-skriften TI:1981 "Värme i jord och vatten", som ni kan beställa.

Förenings- och kommittéverksamhet inom vårt område har kännetecknats av en ganska livlig verksamhet.

IVA's kommitté för undermarksbyggande har arbetat med remissfrågor kring nya bygglagen, som ju kommer att omfatta även undermarksbyggande. I egenskap av nationalorgan för ITA har kommittén också ägnat stort intresse åt arbetet inom denna organisation. Kommitténs ledamöter har aktivt deltagit i ITA's styrelsearbete bl a som följd av olika Rockstore-aktiviteter. ITA's årsmöte avhölls i Bryssel i anslutning till symposiet "Safety in underground works".

Årsmötet 1981 äger rum i Nice i maj i anslutning till symposiet "Cost cutting in tunnelling". Verksamheten inom *Svenska Bergmekanikgruppen/ISRM-National group* har bestått i arrangerandet av ISRM's årsmöte här i Stockholm, visst kommissionsarbete samt utgivande av de svenska bidragen till den senaste världskonferensen i Montreux. Vid ISRM's årsmöte diskuterades innehållet i nästa världskongress i Australien 1983 där gruvornas och energibygandets bergmekanik kommer att beredas rätt stort utrymme.

Nationalgruppen har haft årsmöte nu på morgonen och det finns en årsberättelse utlagd. Årsmötet 1981 kommer att äga rum i Japan i september i anslutning till symposiet "Tunnelling in weak rock".

Byggnadsgeologiska sällskapet - BGS har under året firat 10-års-jubileum och arrangerat en rad föredragsaftnar bl a om geologi och energi samt "undermarksbyggande utomlands i sedimentärt berg".

I egenskap av nationalorgan för IAEG har sällskapet varit representerat i kommissioner och med föredrag vid årsmötet i Paris. IAEG's årsmöte 1981 kommer att eventuellt hållas i Turkiet i anslutning till ett symposium rörande "Engineering Geology Related to Soluble Rocks".

Viktiga andra händelser under året har också varit genomförandet av konferenserna "Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining" i Luleå och "Rockstore 80" här i Stockholm. Båda dessa möten infriade väl förväntningarna. Gruvsymposiet i Luleå lyckades samla världsexpertisen på området till mycket intressanta och värdefulla diskussioner. Resultaten kommer snart i proceedings utgivna av IMM - Institute for Mining and Metallurgy.

Rockstore-aktiviteten och utställning kan utvärderas på många sätt. Det blev något färre deltagare än man väntat - beroende på främst svagt nordiskt deltagande - men kvaliteten på deltagarna var mycket hög. Det viktigaste med mötet - att uppmärksamma officiella beslutsfattare och organisationer om undermarkens möjligheter - lyckades mycket bra och många länder och internationella organ förefaller beredda att på olika sätt följa upp mötet, bl a diskuteras om ämnet skall tas upp av vissa av FN's kommittéer.

Från konferenssynpunkt blir 1981 ett väl så späckat år, bl a

- 1981, 3-7 maj "Tunnelling, excavation and mining productivity." RETC-möte i San Fransisco, USA.
- 1981, 11-15 maj ITA's årsmöte samt symposiet "Cost cutting in tunnelling", AFTES-möte i Nice, Frankrike.
- 1981, 8-10 juni Underground space Conference and Exposition, AUA-möte i Kansas City, USA.
- 1981, 11-13 juni Tunnel 81 tillsammans med gruvkongressen Bergban 81, Düsseldorf, Tyskland.
- 1981, 15-19 juni 10th Int. Conf. of ISSMFE, Stockholm, Sweden.
- 1981, 21-24 sept "Int. Symposium on weak rock", Tokyo, Japan.
- 1981, 8-9 okt 29th Geomechanics colloquy, Salzburg, Österrike. Temat i år är "30 years of Rock Mechanics and Rock Engineering".
- 1981, 13-16 okt "Caving and Sublevel Stoping", SME-AIME-möte, Denver, USA.
- 1981, November Fjellsprengning och bergmekanikkdag, Oslo, Norge.

BERGMEKANIK I KIRUNA - ÅTERBLICK

Rock Mechanics in Kiruna - Retrospect

Överingenjör Imre Hansagi
LKAB, Stockholm

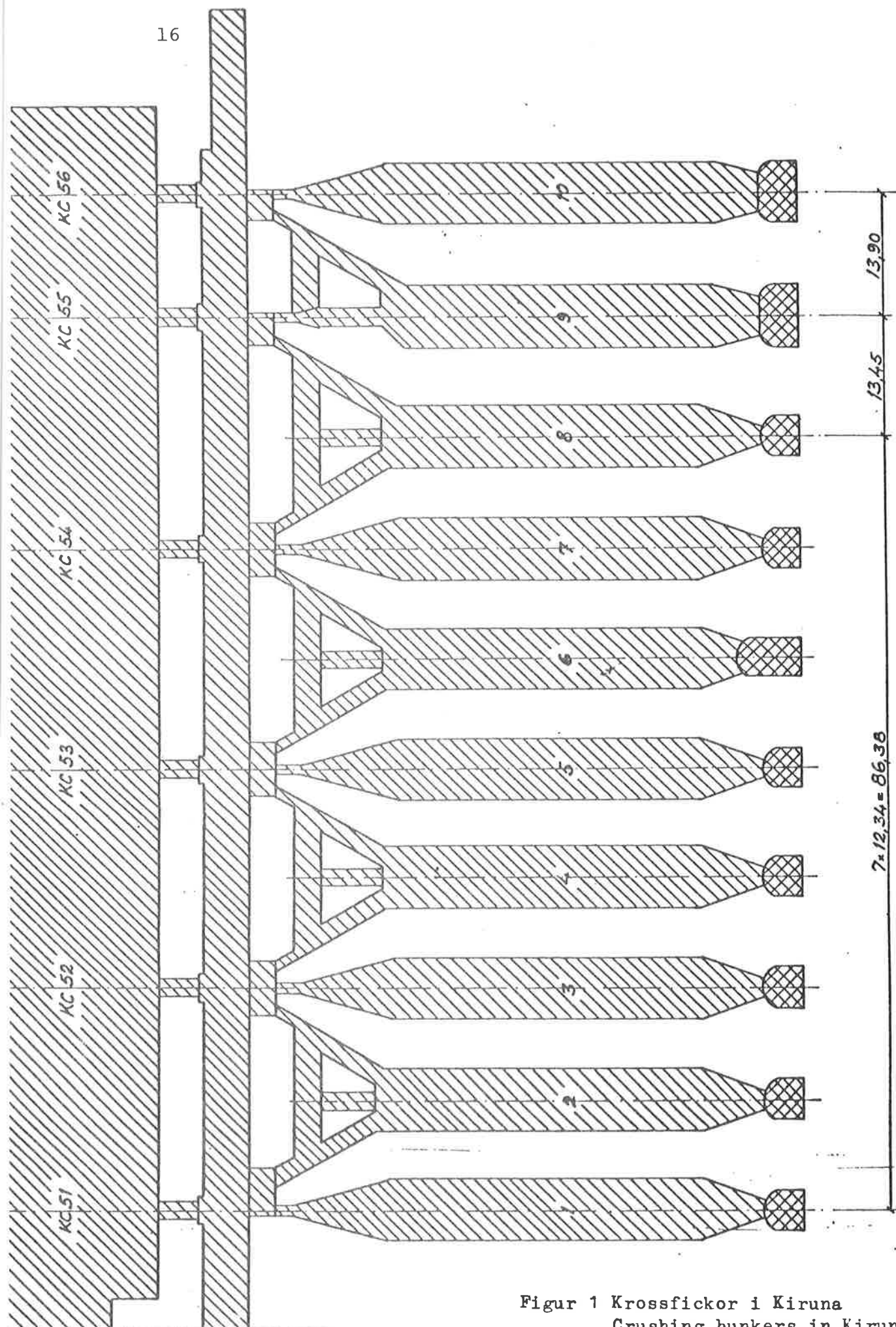
Den bergmekaniska verksamheten i Kiruna började under nittonhundrafemtio-talet när malmbrytningen i Kiirunavaara började successivt övergå från dagbrytning till underjordsbrytning.

En s k centralanläggning uppfördes under femtiotalet i Kiruna. Anläggningen bestod i början av åtta uppfordringsschakt och den utökades sedan med ytterligare två schakt. Vid schaktanläggningens planering togs tyvärr mycket liten, praktiskt taget ingen hänsyn till de geologiska och bergmekaniska omständigheterna. Anläggningen hamnade inom ett tämligen svagt bergområde i liggväggs syenitporfyr. Schakten placerades och nedsänktes dessutom mycket nära varandra. Centrumavståndet mellan schakt valdes nämligen till endast 12,34 m. Den i rektangulär form drivna schaktarean utgjorde ca 20 m² och dess långsida är 6,2 m. Detta resulterade i att det fasta dock genom sprängningar försvagade berget mellan schakten utgör högst 6 m.

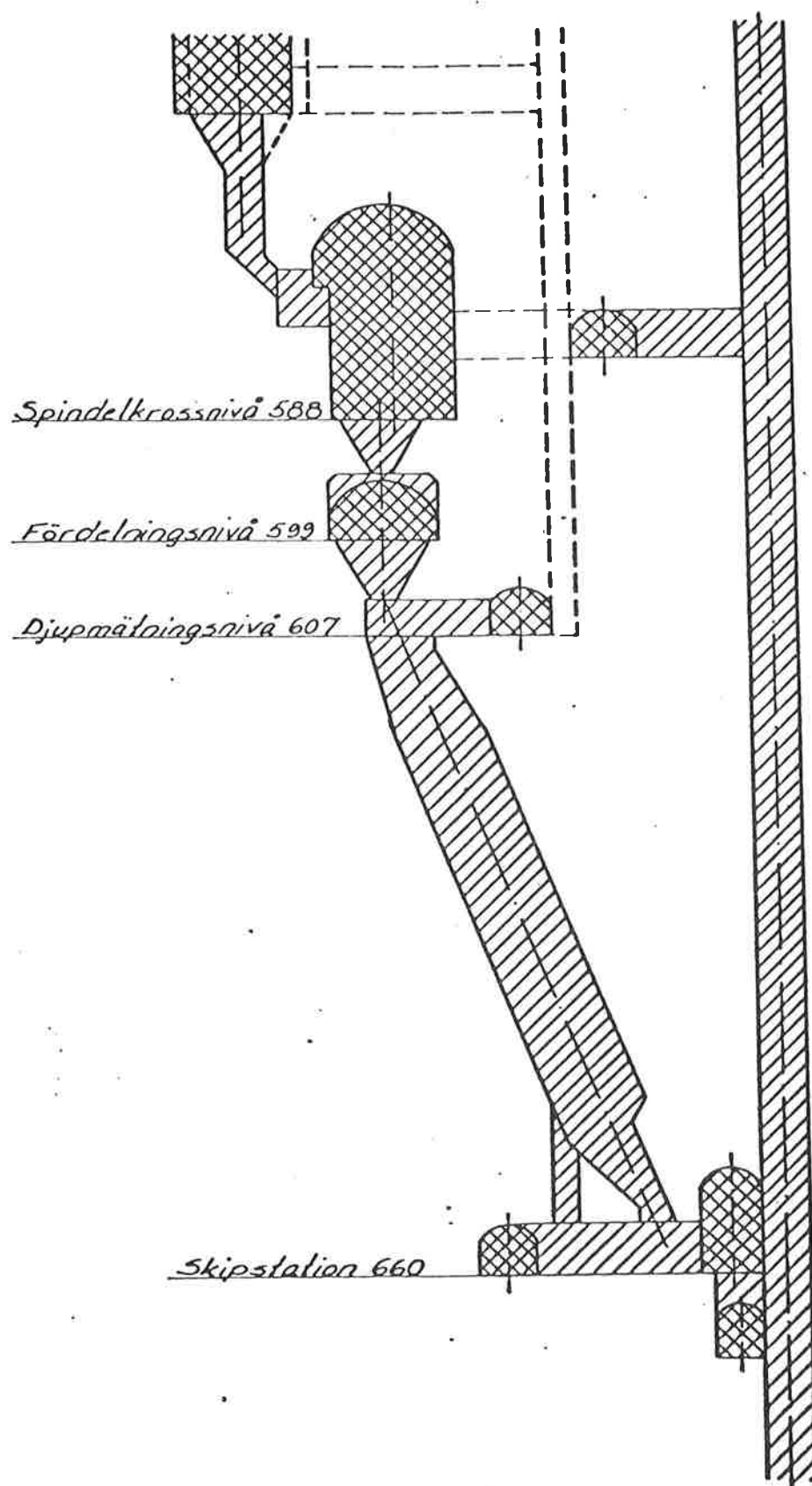
För att skapa bättre bergspänningsläge övergavs under sextio-talet den rektangulära schaktarean och schakten under 420 m nivån nedsänktes med superelliptisk area och dessutom förstärktes bergväggarna med bergbultning och betongsprutning. Vid dessa åtgärder visade sig spänningsoptiska undersökningar som mycket nyttiga hjälpmedel.

De för nära placerade schaktens läge framkallade redan under 1975 allvarliga stabilitetsproblem. Schaktplaceringen bestämde nämligen även krossfickornas läge, figur 1. Krossfickorna har till uppgift att samla och leda de krossade malmerna till schaktpåfyllningsstationer. Krossfickornas centrumavstånd skall därför vara identiskt med schaktens. De ca 50 m höga krossfickorna är inte vertikala utan de lutar med 70° mot schakten, figur 2. Detta innebär att krossfickornas bergspänningsläge är ogynnsammare än schaktens. Krossfickornas bergväggar utsättes för hård nötning av de i ständig rörelse varande krossade bergmassorna och därmed blir de tunna bergväggarna mellan fickorna ännu tunnare t o m hål kan uppstå mellan fickorna.

Fredagen den 18 april 1975 omkring kl 21 hördes och kändes två kraftiga smällar och skakningar i området kring centralanläggningen på 540 m nivå. De stora smällarna registrerades även vid Kiruna Geofysiska Observatorium, som ligger på ett avstånd av en mil från Kiirunavaara. Följden blev naturligtvis ett totalstopp för all malmuppfordring och man fruktade en stor industri-katastrof i Kiruna. Som en första åtgärd fylldes krossfickorna



Figur 1 Krossfickor i Kiruna
Crushing bunkers in Kiruna



Figur 2 Krossanläggning och schakt
Crushing plant and schaft

med krossade malmmassor för att förhindra ytterligare bergrörelser och sprickning av berget.

Därefter kunde man sätta igång omfattande bergförstärkningsarbeten i krossfickor. Lyckligtvis uppfanns av Kiruna-tekniker en förträfflig metod, den s k strumpmetoden, som möjliggjorde att man kunde betonggjuta krossfickorna en efter annan, tämligen snabbt och driftsäkert. De ekonomiska följderna blev emellertid mycket kännbara och kostnaderna gick upp till ca hundra miljoner kronor, tack vare driftstoppet och de dyra bergförstärkningsarbetena.

Detta var bara ett exempel på vilka allvarliga följder som kan uppstå när man inte tar hänsyn till bergmekanikens "spelregler". Det kan nu omnämnas att de nybyggda krossfickorna tillhörande nästa huvudtransportnivå, som ligger på 775 m nivån, drevs vertikalt och de placerades inte i en linje utan i sicksackform och därmed kunde man fördubbla bergväggarnas tjocklek mellan krossfickorna.

Som brytningsmetod valdes skivrasbrytning för underjordsbrytning i Kiirunavaara. Det visade sig att detta var ett mycket bra val. Skivrasbrytningen blev så småningom en av gruvhanteringens mest flexibla enkla och ekonomiska brytningsmetoder. Genom höggradiga mekaniseringar kunde man hålla en så hög-effektiv produktivitetsnivå i Kiruna, att Kirunas skivrasmetod blev en förebild även för många utländska gruvor. Utöver Kiruna-ingenjörernas ivriga aktiviteter för att ständigt förbättra skivrasmetodens brytningsteknik, får man inte heller glömma KTH's främst professor Ingvar Janelids värdefulla forsknings- och utvecklingsinsatser.

Brytningens skivhöjd valdes i början till 9 m och de 5 m breda och 3.5 m höga brytningsorternas centrumavstånd till 10 m. Bergspänningarna blev givetvis större och besvärligare i djupare regioner och redan vid slutet av sextiotalet visade sig stabilitetssvårigheter inom vissa gruvområden. Man blev därför tvungen att successivt öka skivhöjden till 10 och 11 m till 12 m och driva brytningsorterna i ett centrumavstånd av 11 m från varandra. Därmed kunde man få bättre stabilitet för takskivan och pelarna mellan brytningsorter.

De förökade bergspänningarna och den nödvändigtvis ändrade brytningsgeometrin medförde emellertid att den icke önskade gråbergsinblandningen i brutna malmer ökade, selektiviteten - d v s att producera hög- och lågfosformalmer selektivt - försämrades och därmed blev brytningsekonomin avsevärt ogynnsammare.

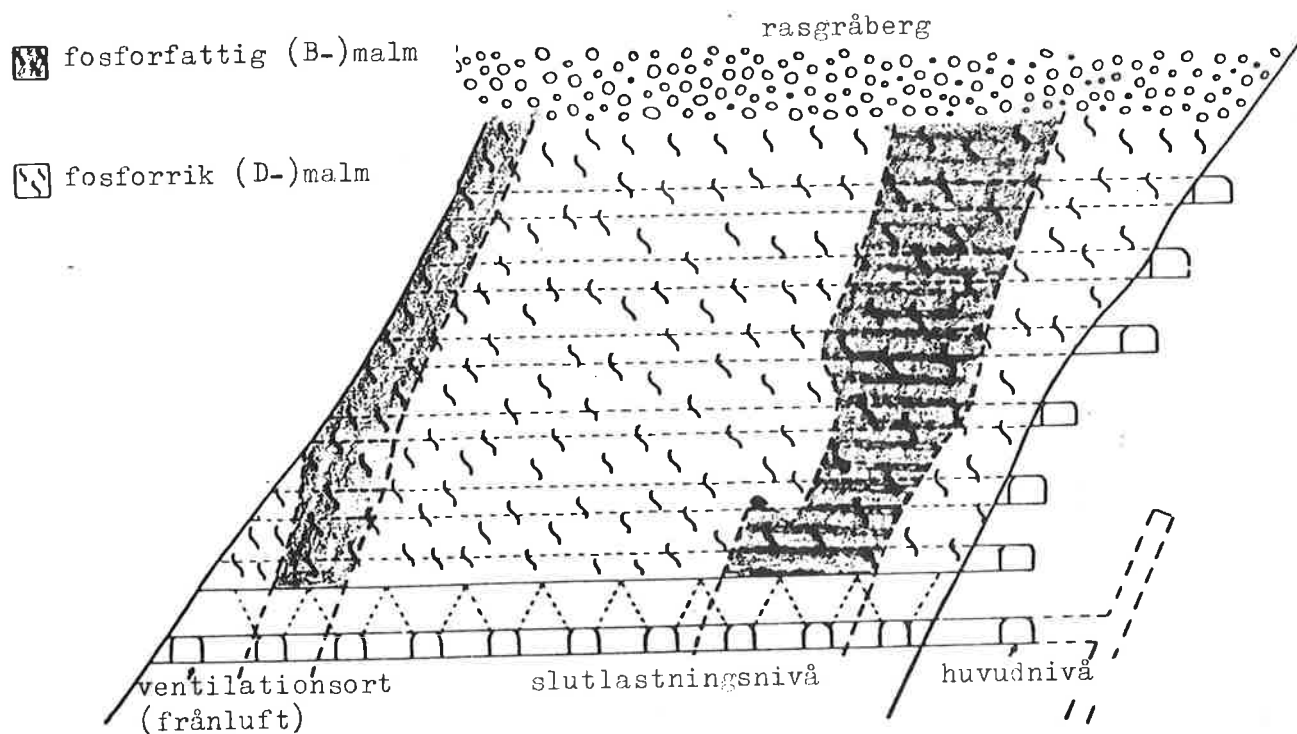
Man kan påstå att främst de bergmekaniska omständigheterna tvingade fram en kraftig modifiering av den ursprungliga skivrasbrytningsmetoden och detta ledde till en ny variant av skivrasmetoder den s k magasinerande skivrasbrytningsmetoden, figur 3 och 4. Den nya metoden prövas sedan 1978 inom ett försöksområde och de hittills erhållna resultaten är mycket uppmuntrande.

De framförda två exemplen visar att bergmekanikens roll inom gruvhanteringen har avgörande stor betydelse vare sig det gäller för anläggningar eller för brytningsmetodens utveck-

MAGASINERANDE SKIVRASBRYTNING

(Tvärsnitt)

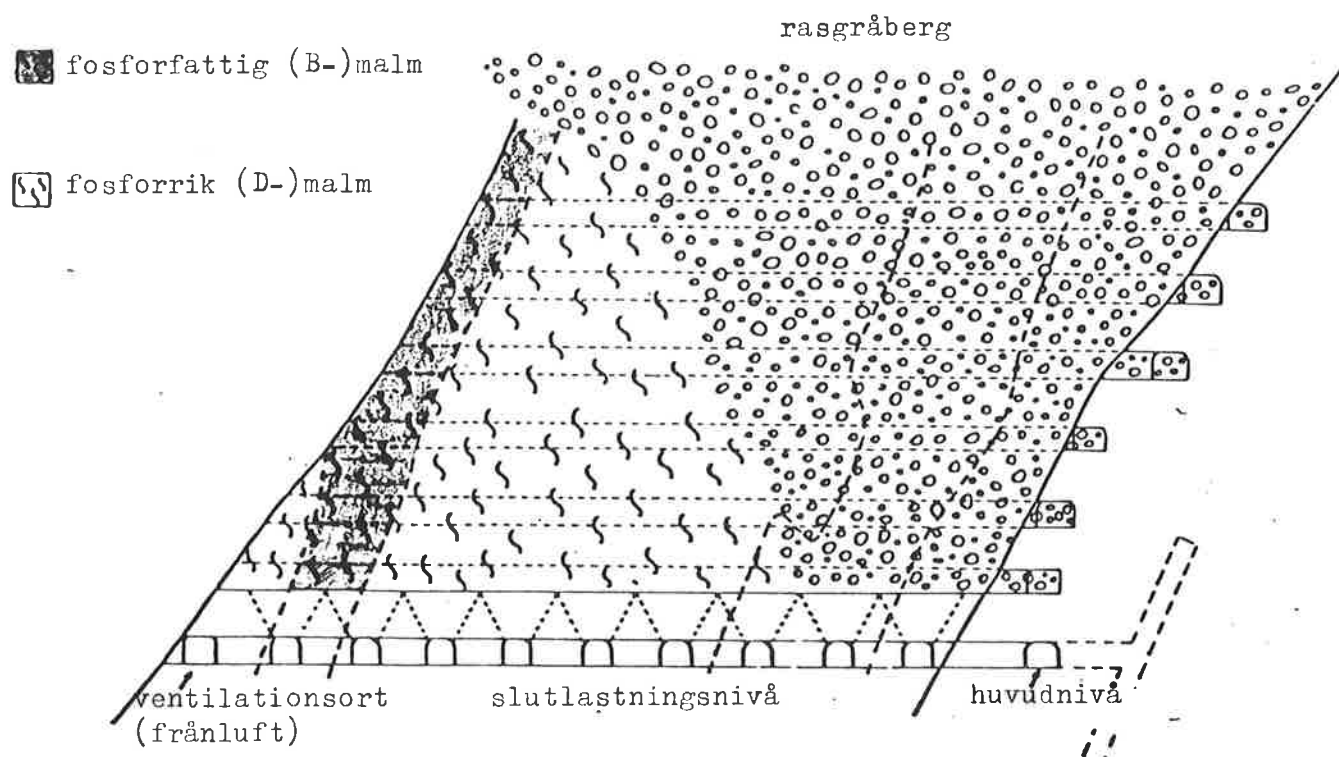
Magasinering av den sönderskjutna malmen efter "skumlastning"



Figur 3 Magasinering skivras-
brytning
Sub-level shrinkage caving
The ore is blasted in
slices

MAGASINERANDE SKIVRASBRYTNING - SLUTLASTNING

(Tvärsnitt)



Figur 4 Magasinerande skivrasbrytning
Sub-level shrinkage caving
Final drawing

ling.

Den mer än 20 år gamla bergmekaniska verksamheten i Kiruna syftade alltid till att tjäna gruvdriften - d v s att vara ett serviceorgan för driftfolk - och därmed lämna nyttiga insatser för en lönsam malmbrytning. Den bergmekaniska verksamheten i Kiruna har aldrig varit någon form av "forskning för sig" utan hellre en nödvändig driftverksamhet. Verksamheten krävde att man var tvungen att utveckla praktiskt användbara bergmekaniska och bergförstärkningsmetoder samt att göra laboratorieundersökningar i blygsammare skala.

Vi betraktade inte i början av sextiotalet bergtrycksmätningarna som våra viktigaste uppgifter utan satt igång kartläggning av bergarternas och bergets fysikaliska egenskaper. Därmed bestämdes systematiskt storlekar av bergarternas exakta tryck- och draghållfastheter, samt deras E-moduler och Poissonstal.

Bergarternas hållfasthetsegenskaper i Kiruna

<u>Benämning</u>	<u>Tecken</u>	<u>Gråberg</u>	<u>Maln</u>
Tryckhållfasthet	σ_t	230 MPa	120 MPa
Draghållfasthet	σ_t	13 MPa	10 MPa
Kohesion	K	43 MPa	26 MPa
Poissons-tal	m	6	8
Volymvikt	γ	2.7 t/m ³	4.5 t/m ³

Det visade sig att samma bergarter inom olika gruvområden skiljer sig hållfasthetsmässigt inte avsevärt från varandra inom en rimlig spridningsgräns av ca 40 %. Däremot uppvisar bergets sprickighetsegenskaper en helt annan bild, eftersom de varierar kraftigt mellan olika gruvområden och detta har därmed större betydelse för praktiken än bergarternas laborbestämda hållfastheter.

Därför började vi angripa detta fenomen under sextiotalet och så småningom lyckades utarbeta en metod för bestämning av bergets sprickighetsegenskaper med följande formel.

$$C = \frac{1}{2S} (pH + K/n)$$

C = sprickighets(C-)faktor

S = den aktuella borrhålslängden (t ex 2 m)

p = antal utsågbara provkroppar

H = provkroppens höjd (t ex 42 mm)

K = kärnbitarnas sammanlagda längd vilkas cylinderlängd är större än H

n = antal kärnbitar vilkas cylinderlängd är större än H

Metoden - den s k C-faktorbestämningen - visade sig välanvändbar och nyttig i praktiken och med hjälp av sprickighetsfaktorer och bergarternas hållfasthetsvärden lyckades göra en bergklassificering för bergförstärkningsbehov. Metoden uppmärksammades f ö även internationellt och ur utländska publikationer får vi

veta att den används i vissa länder inte bara inom Europa utan även i Sydafrika och Australien. Metodens utvecklingsgång redovisades vid flera tillfällen på bergmekanikdagarna och den publicerades även i den utländska facklitteraturen.

Med hjälp av de beräknade C-faktorerna och i laboratorium bestämda bergartshållfasthetsvärdena kunde man framställa fiktiva värden av berghållfastheter och använda dessa vid planering av bergutrymmen och även för bergförstärkningsändamål.

Som ett exempel kan nämnas att de beräknade sprickighetsfaktorerna möjliggjorde att sammanställa ett praktiskt diagram för ortplanering beträffande förhållanden mellan djup under markytan och ortbredd.

För att få bättre och säkrare bergförstärkningseffekter har vi utvecklat den betongingjutna och förspända bergbulten den s k Kiruna-bulten. Denna bulttyp används fortfarande i stor utsträckning i våra och även andra gruvor i landet. Man har emellertid alltid strävat och strävar efter att hitta på ännu bättre bergbulttyper främst för malmorternas förstärkning. Stålbultarna har nämligen en stor nackdel i brytningsorterna eftersom bultarna hamnar i den nedskjutna malmen och åsamkar därmed icke försumbara svårigheter främst i krossarna, malmbehandlingsverk och på transportband. Därför gör man ansträngningar att utveckla pålitliga plast- och glasfiberbultar, som förstörs vid sprängningarna och därmed elimineras skrotproblemet i malmen.

Under sextiotalet har vi med framgång använt spänningsoptiska undersökningar i Kiruna. Undersökningarna har visat sig vara lämpliga vid analysering av spänningsläget kring drivna berggrum. Utan att kvantitativt utreda de spänningsoptiska bilderna visade sig bildernas utseende tillräckligt övertygande för driftfolk för att driva schakt och orter spänningsmässigt på lämpligaste sätt och därmed undvika skadliga och onödiga spänningskoncentrationer kring drivna berggrum, vilka kan vålla onödiga kostnader för förstärkningar eller driftstörningar genom bergets sprickning.

Gentemot de absoluta (primära) spänningarnas bestämning har vi betraktat spänningsändringarnas bestämning som en viktigare uppgift med hänsyn tagen till gruvdriftens säkerhet. Därför infördes under 1972 i Kiruna en mätmetod för att hålla större bergpartier - främst liggväggsberget - under uppsikt. Metoden utgår ifrån att mellan fastsatta bultar inspänns en mätcell med temperaturokänsliga invartrådar. Mätcellen själv är en tämligen enkel stålring, som är försedd med fyra pålimmade trådtöjningsgivare kopplade i full brygga vilkens längdändring bör vara parallell med invartrådarnas linje. Avläsningarna sker i mikrostrain vilket lätt kan omräknas till längdändring av tråden rättare sagt mellan de fastsatta bultarna.

De valda avstånden mellan bultarna är 3-8 m. Bultarna kan kopplas i serie varigenom ett större område hålles under kontroll från ett avläsningsställe. Det finns givetvis inget hinder att förlänga sladdarna och avläsa mätcellernas utslag på längre bort liggande och ev. säkrare ställen.

Bergspänningsändringarna beräknas med hjälp av de avlästa töjningarnas storlekar på mätcellen. Temperaturmätningarna utfördes även samtidigt med avläsningarna. Man kunde emellertid inte konstatera temperaturvariationernas påverkningar på mätningresultat, d v s invartråden verkade faktiskt temperaturokänslig.

Denna metod visade sig vara väl användbar i praktiken under driftmässiga förhållanden och de trådinspända mätcellerna indikerar mycket pålitligt de inträffade bergrörelserna. Med hjälp av dessa mätningar kunde man förutsäga ett inträffande ras på 370 m transportnivå med två veckors noggrannhet.

Syftet med detta mycket kortfattade axplock ur vår bergmekaniska verksamhet har varit att betona bergmekanikens viktighet och nödvändighet i gruvorna och bergarbeten. Man kan påstå att den mer än 20 år gamla bergmekaniska verksamheten i Kiruna har varit och är ett oundvikligt instrument för all gruvdrift och därför uppskattas den av våra kolleger i driften.

Summary

As during the 50s the hoisting shafts in Kiruna had been placed too near each other, some 20 years later serious stability problems were encountered, which demanded expensive reinforcements. Because of similar difficulties with rock instability the mining method had to be modified and sub-level caving was replaced by sub-level shrinkage caving.

For the past 20 years rock mechanics has supported mining activities at Kiruna and positively contributed to make mining profitable.

BERGMEKANIK I LKAB IDAG OCH PLANER FÖR DE NÄRMASTE ÅREN

Rock mechanics at LKAB today and plans for the next few years

Bergsingenjör Hans Gustafsson LKAB Kiruna

1. Bergmekanikfunktionen i Kiruna - Malmberget har de senaste åren fått ökade resurser, vilket torde spegla ledningens positiva syn på bergmekanikens betydelse för LKAB.

Vi är idag 6 bergmekaniker, varav 4 st i Kiruna, jämfört med tidigare totalt 3.

Arbetsvolymen har ökat för varje år med tilltagande brytningsdjup, med behovet av nya brytningsmetoder och med nytillkommande fyndigheter.

Tillkomsten av LKAB International har också inneburit en ökande arbetsvolym.

Slutligen har vetenskapen bergmekanik utvecklats och därmed de bergmekaniska verktygen vilket inneburit nya arbetsuppgifter. För LKAB:s del gäller detta speciellt efter tillkomsten av Bergmekanik - avdelningen vid Högskolan i Luleå.

Jag tänker fortsättningsvis beskriva några aktuella bergmekaniska problemområden för i huvudsak Kiirunavaara under jord samt de bergmekaniska verktyg vi använder idag och i någon mån, som vi planerar att använda.

2. NÅGRA BERGMEKANISKA PROBLEMOMRÅDEN

2.1 SKIVRASBRYTNING, FIGUR 1

Skivrasbrytningen kommer ännu under lång tid att vara den helt dominerande brytningsmetoden i Kiirunavaara.

Med ökat djup tilltar stabilitetsproblemen.

- Detta löses kortsiktigt genom noggrann tillredning och omfattande förstärkning, på längre sikt genom bättre förundersökning speciellt före placering av fältort och bergschakt i liggväggen.
- Tvärortavståndet ökas från 11 m till 16,5 m från avv 526 - 538.
- Inom vissa avsnitt tillreds för längsgående skivrasbrytning beroende på den primära bergstrukturens riktning.
- Fr o m 526 m avv kommer öppningen mot hängväggen att borrar från en längsgående ort.

2.2 MSTM (MAGASINERANDE SKIVRASBRYTNING), FIGUR 2

Detta projekt omfattar ett 300 m långt avsnitt i mitten av Kuj-malmen. Förutom en rad brytningstekniska parametrar innehåller MSTM flera bergmekaniska problem. Dessa är i korthet:

- dimensionering och kontroll av utlastningsnivån
- stabilitetskontroll av hängväggen
- stabilitetskontroll av liggväggen

2.3 SKIVPALLBRYTNING, FIGUR 3

Den sydligaste änden av Kuj-malmen benämnes Sofia. Den avskiljs från huvudmalmen av en förkastning och har en area av ca 200 x 60 m². Den kommer att brytas med skivpallbrytning mellan 502 - 570 m avv.

De bergmekaniska problemen är:

- dimensionering och kontroll av pelare och takskiva
- dimensionering och kontroll av utlastningsnivån
- stabilitetskontroll av häng- och liggvägg
- tillvägagångssätt vid brytning

2.4 CA, CENTRALA ANLÄGGNINGEN KUJ, FIGUR 4

Nästa planerade huvudnivå benämnes Kuj 1000, men beslut har ännu inte fattats om hur huvudnivån skall utföras.

Ett alternativ innebär avsänkning av de nuvarande skipschakten ytterligare 250 eller 500 m.

En omfattande bergmekanisk undersökning erfordras före beslut.

2.5 BERGSCHAKT KUJ, FIGUR 5, 6, 7

Ca 48 bergschakt i grupper om 4 är planerade för huvudnivå 775 m avv. F n tagen i drift till ca 30 %.

Det har visat sig att bergschakten får allt sämre stabilitet mot djupet. Detta innebär stora insatser vad gäller deformationskontroll och bergförstärkning i och runt schakten.

3. BERGMEKANISKA VERKTYG I KUJ

3.1 PARAMETERBESTÄMNING

I Kiruna finns ett bergmekanisk lab med en anställd. Bestämningar göres av:

- tryckhållfasthet
- draghållfasthet
- E-modul
- Poissons tal

3.2 BERGHÅLLFASTHETSKARTERING.

Följande karteringar görs:

- C-faktorbestämning på samtliga borrhärdar från undersökningens borrhärdning.
- Förstärkningskartor över utförd bergbultning och betongsprutning m m.
- Strukturkartering enligt ett beteckningssystem, beskrivet i Rapport RU:1976 Bygghärdningen: "Tätning av bergtunnlar"

Vi arbetar med att föra över all denna information till en berghållfasthetskarta, som kan användas vid planering på kort och lång sikt.

3.3 BERGKONTROLL

- Kortsiktigt är sprickkartering, och observation av sprickor med olika enkla metoder (gips, plastkilar, mättdubbar) den viktigaste metoden, bl a därför att driftpersonalen själv kan observera förändringar.
- För bevakning av deformationer i liggväggen i MSTM-projektet provar vi ett lasersystem, figur 8 . Systemet har mycket mindre noggrannhet (± 2 mm) än t ex precisionsavvägning men har fördelen att driftpersonal direkt kan observera förändringar.

Som kontroll av lasersystemet under provet används precisionsavvägning ($\pm 0,1$ mm).

- Stångextensiometer, figur 8 , används för mätning av deformationer i vertikal led 45-6 m höjd. Mättnoggrannhet $\pm 0,05$ mm. Mätning klaras av en tekniker.
- Fasta ingjutna flerpunktsextensiometrar har nyligen monterats i Fabians hängvägg (Malmberget) 40-60 m långa.

I Kiruna har vi planer på att montera samma typ för övervakning av bergschakten i Kuj.

- Distometer ISETH används för konvergensmätning i ortar och bergrum, mättnoggrannhet $\pm 0,01$ mm.

För mätning erfordras två tekniker och hydraulisk plattform.

- Skjuvningsindikatorer, kommer att användas för övervakning av deformationer i hängväggen i MSTM.

- Videofotografering, figur 9, används för lokalisering av ras i bergschakt.
- Stereofotografering användes för lokalisering av ras i krossfickor och malmsilon.

3.4 BERGSPÄNNINGSMÄTNING, FIGUR 10, 11

En mätgrupp har organiserats i Kiruna i nära samarbete med LuH.

3D-mätningar har gjorts i Kiruna och Malmberget på ca 12 mätplatser med LuH - Leemancellen. Avsikten med mätningarna har varit mätning av primärfältet för användning i FEM-modeller.

Från botten av CA (957 m) planeras mätningar till 1 250 alt 1 500 m avv för användning i FEM-modell. Utrustning för mätning med doorstopper finns på vår önskelista.

3.5 FEM-MODELLER, som utförts hittills:

utförd av:

- | | |
|-----------------------------------|-----|
| - Hängväggsprojektet Kuj | LuH |
| - CA, Kuj | KTH |
| - Östra Dennewitz Malmberget | LuH |

3.6 FYSIKALISKA MODELLER

Spänningsoptiska modeller. Utrustning finns i bergmekaniska laboratoriet i Kiruna. Används ganska sällan.

4. BERGFÖRSTÄRKNING

4.1 BERGBULTNING

Idag används i huvudsak cementingjuten Kirunabult både i Kiruna och Malmberget.

Från 1981 kommer en allt större del glasfiberbult att användas i malmen. Av totalt ca 50 000 bult i Kiruna kommer ca 30 000 att vara celtitingjuten glasfiberbult.

Större delen av bultarna kommer att monteras med två mekaniserade bultningsaggregat.

För övrigt pågår prov med splitsetbultar.

4.2 KABELBULTNING, FIGUR 17

Både i Kiruna och Malmberget har vi positiv erfarenhet av kabelbultning. Malmberget har utvecklat en ny metod för montering av kabelbult. Hittills har ca 10 000 m kabel monterats i Malmberget. I Kiruna ca 4 000 m.

4.3 BETONGSPRUTNING

Stålfiberarmerad sprutbetong används i allt större utsträckning och har givit positiva erfarenheter. Våtsprutning har helt ersatt torrsprutning i Kiruna.

Betongsprutning 1981, budget 15 000 m³ därav 10 % med stålfiberarmering.

The number of engineers working with rock mechanics at Kiruna and Malmberget has been increased from 3 to 6 during the last few years for various reasons.

Some current rock mechanical issues at the Kiirunavaara mine:

- Stability problems with sublevel caving at deep levels.
- MSTM project (Sublevel shrinkage caving). Monitoring deformations of the hanging wall and the foot wall.
- Site investigations before decision on sinking of the central shafts.
- Stability problems of the ore passes.

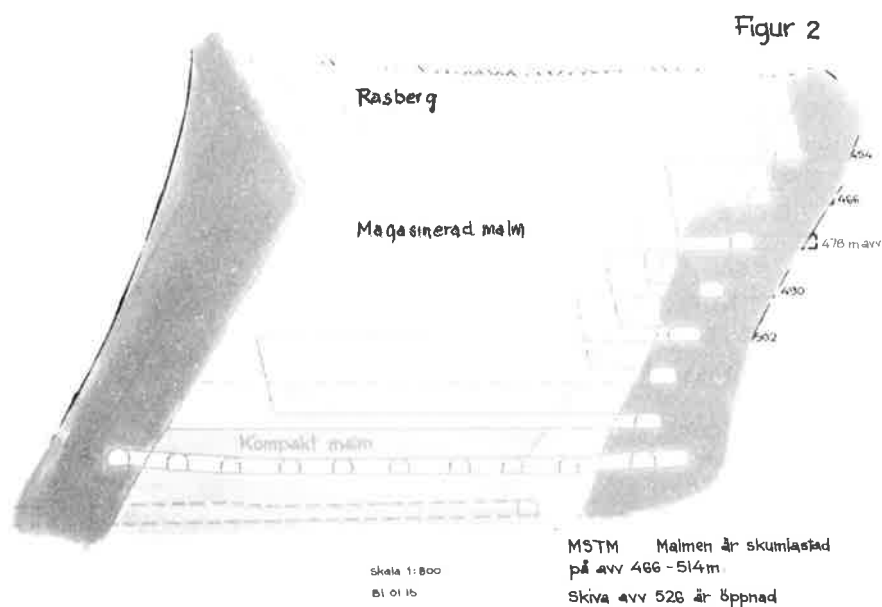
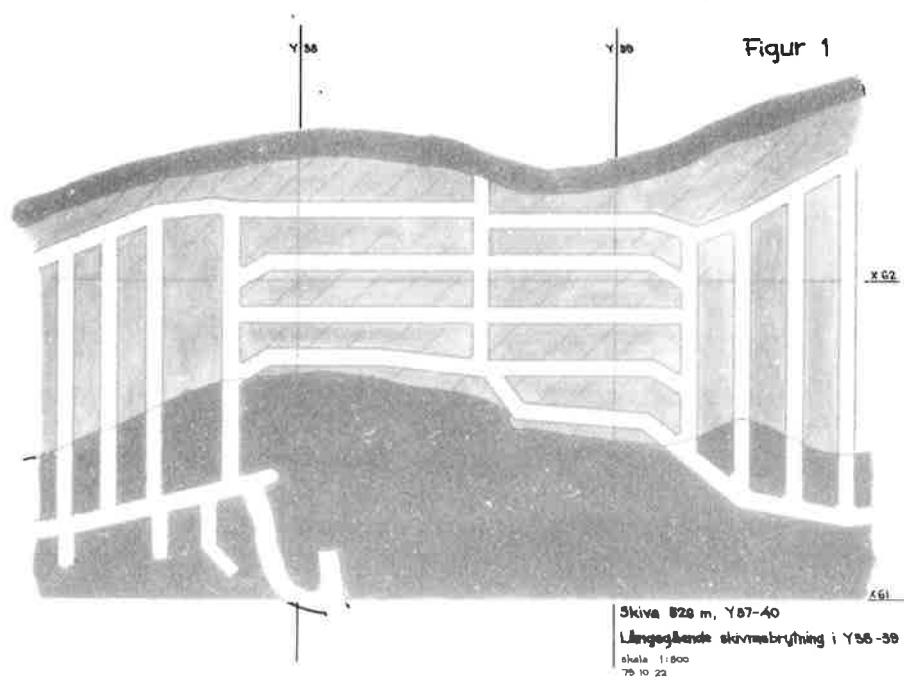
Some rock mechanical tools utilized or under development:

- Rock strength map.
- Laser system to monitor deformations.
- Shearstrips to monitor deformations of the hanging wall.
- Video filming of ore passes.
- Rock stress measurements and FEM models.

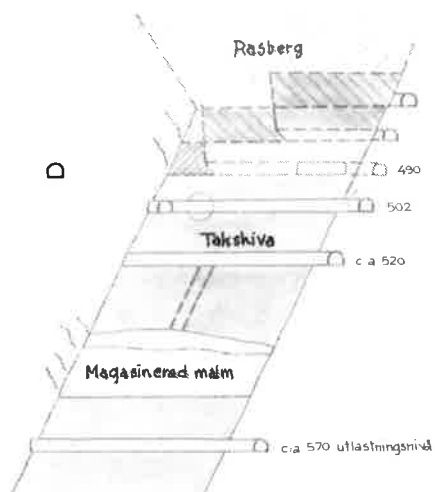
Celtit-grouted glass fibre rock bolts will replace the Kiruna-bolts for support of the iron ore.

Cable bolting has proved to be a useful tool.

To an increasing extent steel fibres are replacing steel mesh for reinforcement of shotcrete.



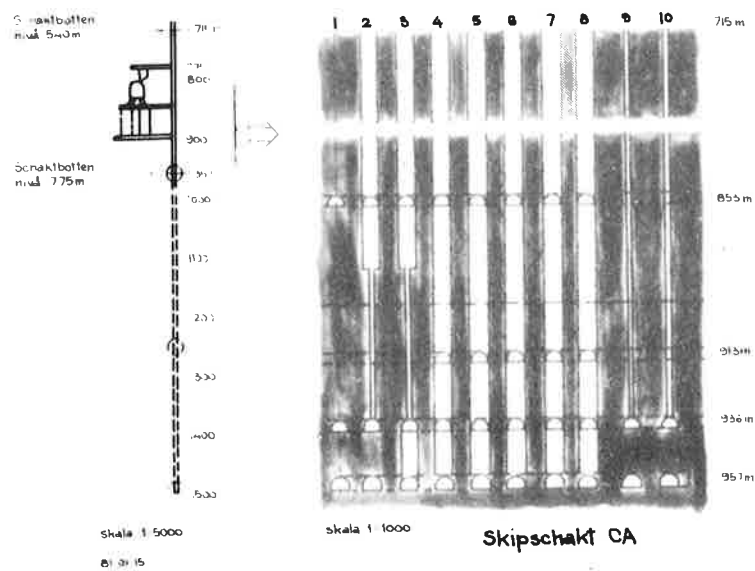
Figur 3



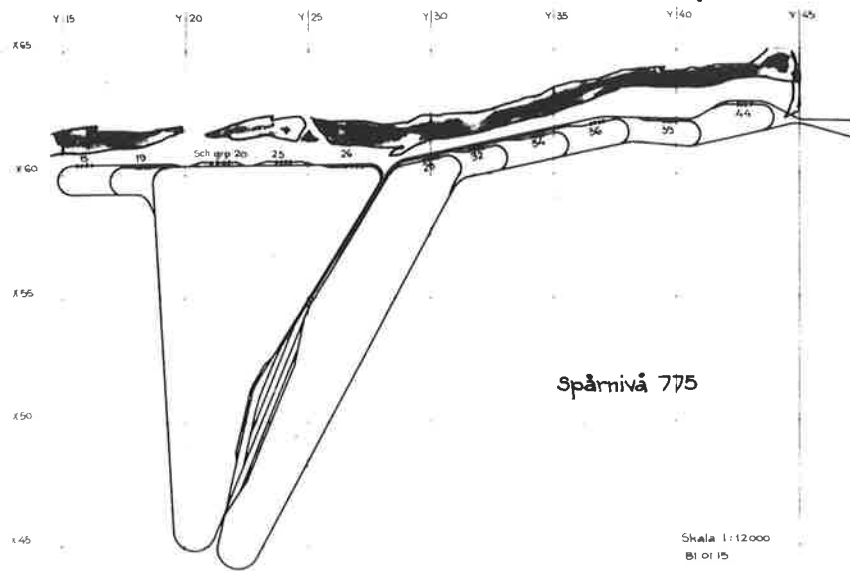
Sofia Planerad övergång
från skivras-till skivpall-
brytning

Skala 1:1000
B1 01 16

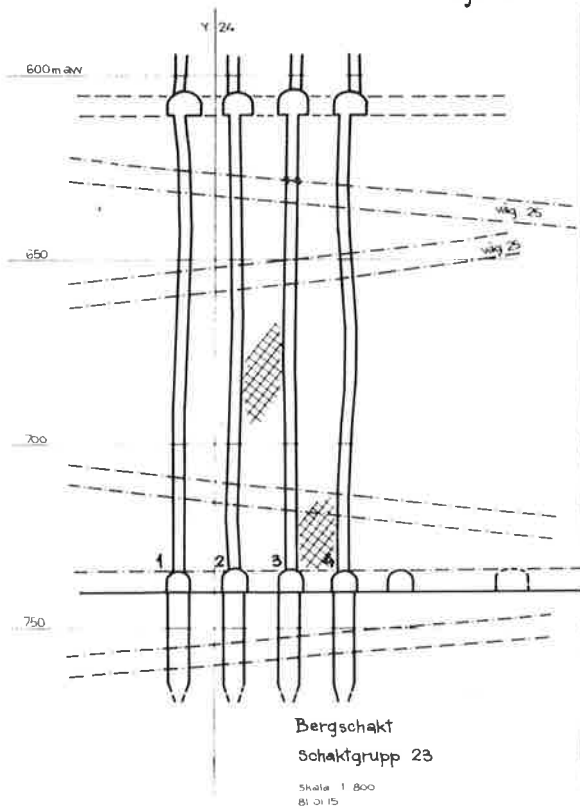
Figur 4



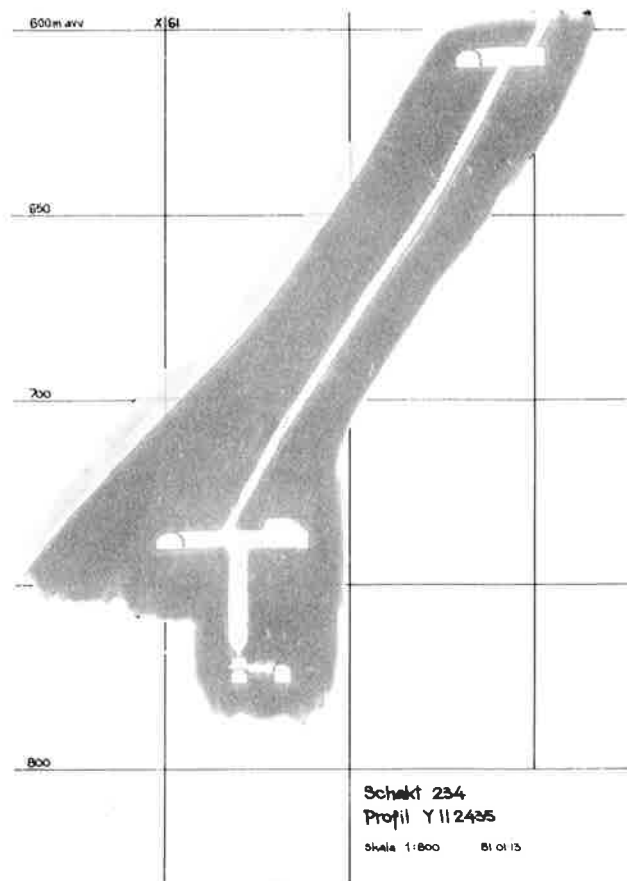
Figur 5



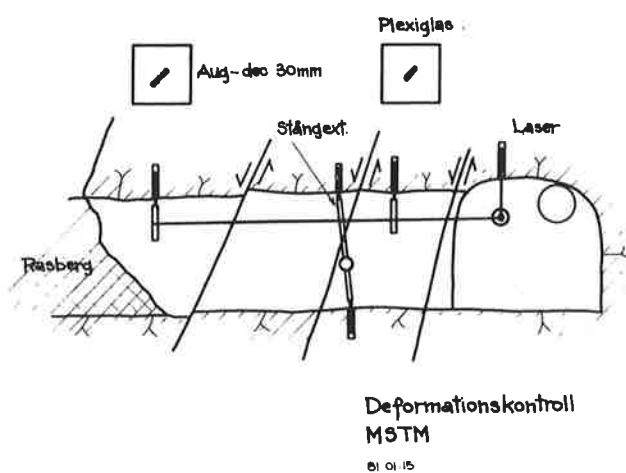
Figur 6



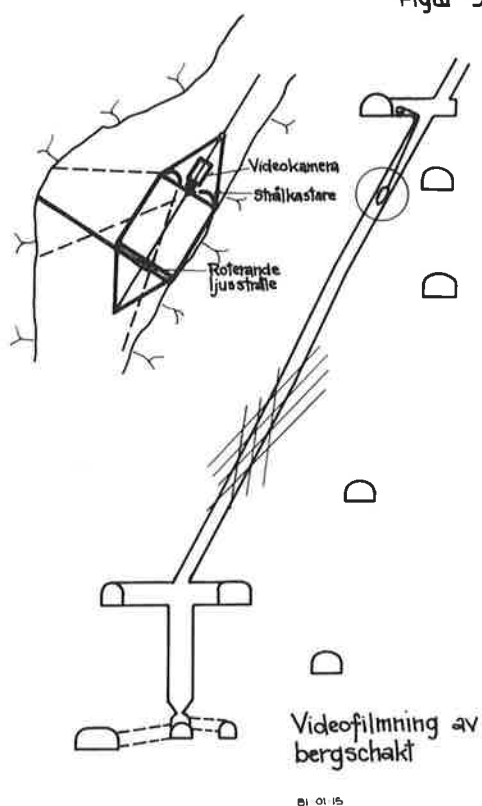
Figur 7



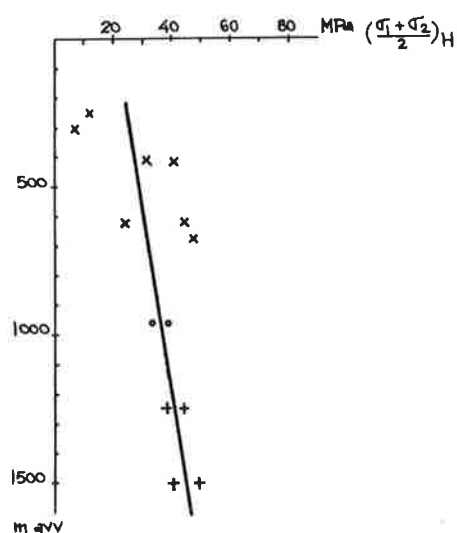
Figur 8



Figur 9



Figur 10

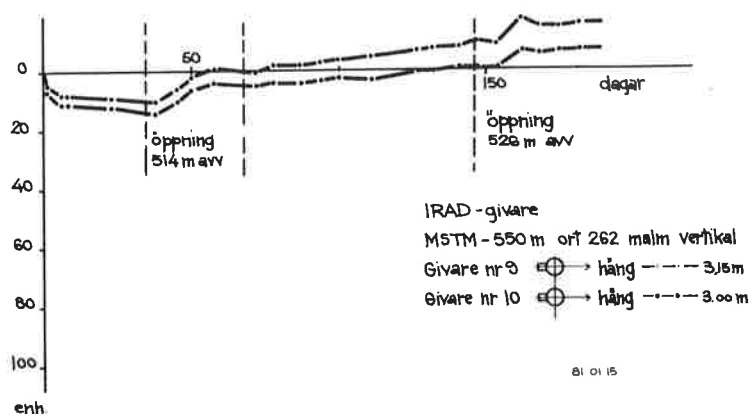


- x Hast 1973-74
- o LuH-Leeman 1980
- + Beräknat (Hooke resp. Voigt)

Bergspänningsmätningar Kuj 1980

BI 01 15

Figur 11



BI 01 15

STABILITETSANALYS INFÖR DEN FRAMTIDA BRYTNINGEN VID BJÖRKA MARMORGRUVA

Övering. Bertil Astlind, Ernström Mineral ab.
Glanshammar

Bergsing. Kurt Eriksson, VIAK AB, Vällingby

Allmän orientering

Björkagruvan är belägen i Glanshammar i Närke ca 2 mil NO om Örebro. Där har sedan gammalt brutits dolomit för bränning. Fram till början av 40-talet togs ut block för sågning och slipning.

Nuvarande ägare Ernström Mineral ab - ett företag inom Ernströmgruppen - har bearbetat fyndigheten sedan 1942. Under 1942--1966 skedde brytningen i dagbrott. Fr o m 1967 har all brytning skett under jord som skivpallbrytning med långhålsborrning.

Cirka 300 000 ton rådolomit bryts årligen. Den förädlas till dolomitfilter för bl a färg- och plastindustrin, till jordförbättringsmedel, till komponenter för cement- och betongindustri, till flussmedel vid mineralulltillverkning, till råvara för sandspackel, fasadputsar och murbruk samt till en mängd andra ändamål.

Geologi

Dolomitfyndigheten ligger inom det mellansvenska leptitområdet. Detta bildar vid Glanshammar en antiform. Fyndigheten ligger i dess norra skänkel. Se fig. 1 och 2.

Sidoberget på ömse sidor om dolomiten utgörs av leptit, delvis av hälleflintkaraktär. Kontakterna kännetecknas ofta av övergångszoner med bandad hälleflinta i dolomiten. Även i de centrala delarna av dolomiten förekommer bankar av i regel starkt omvandlad hälleflinta och klorit. Sidostupningen varierar mellan 70 och 80° mot norr.

Dolomitstråket har vid Björka en mäktighet på drygt 200 m. Det är emellertid endast de centrala partierna med en sammanlagd mäktighet av 60 - 90 m, som har sådan renhet att de lämpar sig som råmaterial.

I fältriktningen, huvudsakligen öst-västlig, har brytningsområdet en utsträckning på ca 700 m. Dolomiten är undersökt medelst diamanthörning ned till 280 m djup. På detta djup förefaller såväl mäktighet som kvalitet uppvisa bättre värden än närmast dagytan.

Som framgår av fig. 1 kännetecknas området av kraftiga förkastningslinjer i NV-SO riktning. En mycket kraftig förkastning utgör brytningsområdets begränsning mot öster. I anslutning till denna förkastning är kvaliteten på dolomiten starkt försämrad genom sprickzoner med åtföljande rostfärgning av stenen. Mot V är det inlagringen av leptitbankar som bestämmer hur långt det lönar sig att gå med brytningen.

Brytningsmetod

I samband med planeringen av underjordsbrytningen gjordes en statisk beräkning av Helge Sundkvist 1966. Denna samt erfarenheter från dagbrottbrytningen tydde på att en metod med öppna rum skulle kunna användas.

En utslagningstävling mellan tre olika borrar-maskinsfabrikat visade att vertikala 2"-hål med upp till 40 m längd kunde borraras med god ekonomi. Vid borrning såväl uppåt som nedåt skulle man således kunna ta ut etagehöjder på 80 m.

Ett tak med ca 30 m tjocklek avsattes mot dagytan och en borraringsnivå tillreddes på 70 m djup för skivpallbrytning av malmkroppen. På 110 m nivå drevs längstående parallella tunnlar för utlastning och transport. Senare anlades även en utlastningsnivå på 140 m djup. Detta för att göra anpassning till den del av dolomitkroppen, vilket tidigare brutits som dagbrott ned till ca 30 m djup.

Snart visade sig den nedåtriktade borrarningen ge betydligt lägre effekt än den uppåtriktade. Därför används i dag endast uppåtriktad borrning från 70, 110 och 140 meters nivåer.

Alla transporter av såväl sten som personal sker i en snedbana i liggväggen. Den har en area av 20 m² med mötesplatser i dubbel area på var 70:e meter. Lutningen är 1:10 och minimalt antal kurvor har valts. Den väsentligaste fördelen med snedbanan är att man kan ta ned skrymmande maskinutrustningar utan demontering och att fordon med hög lastkapacitet kan användas.

För ventilation och nödutrymning är sörjt genom ett separat schakt med 6 m² area.

Brytningen drivs synnerligen rationellt på dagtid med fem egna anställda som sköter all borrhning, sprängning, skrotning för såväl tillredning som brytning. Lastning och transport av de 300 tusen tonnen per år ombesörjes av en entreprenör med 4 anställda.

Då nuvarande industriområde planerades i början på 60-talet hade man ingen tanke på vådan av att det hamnade inom fyndighetens hängväggsområde. För övrigt var området S om fyndigheten - liggväggsområdet - bördig åkermark och därför svårt att förvärva.

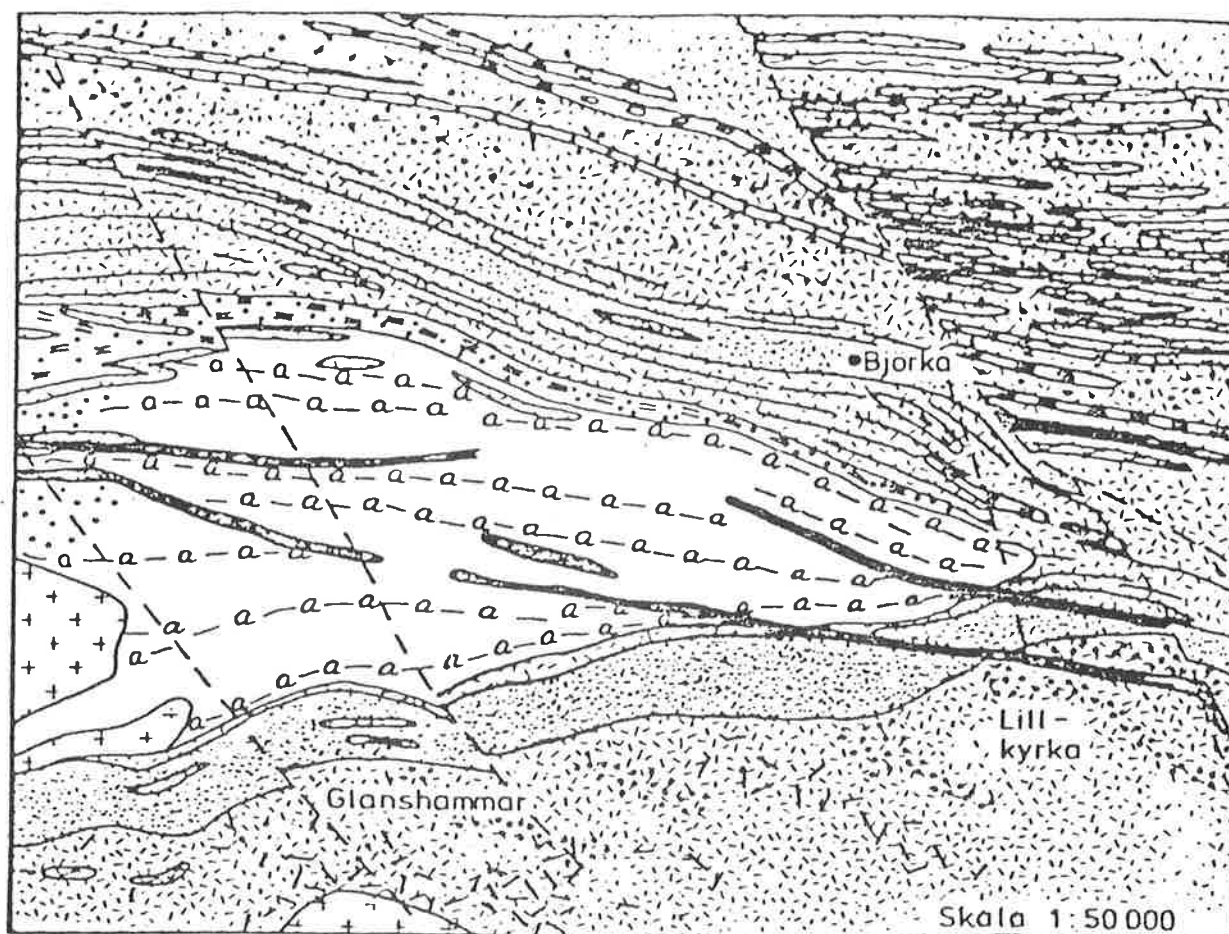
Vid planeringen av brytningen delades fyndigheten i sin längdled in i fyra brytningsområden, åtskilda genom vertikala, 50 m breda pelare. Skulle detta under brytningens gång visa sig otillräckligt, var tanken att smalare pelare under hand skulle avsättas mellan huvudpelarna.

Borrhningen, som för att spara borrhmeter i största möjliga utsträckning drives som parallellhålsborrhning, sker i 10 - 30 m breda strossar. Mellan dessa avsättes temporära pelare, som tages ned parallellt med skivpallfronten i övrigt.

Under de 14 år, som underjordsbrytningen hittills pågått, har den skett till kostnader som väl tål att jämföras med den tidigare dagbrytningskostnaden. En viss tendens till hängväggsinras har efterhand gjort sig allt mer kännbar, dock utan att äventyra brytningen. Längst mot öster inom det område, som ligger närmast den stora förkastningszonen, inträffade under våren 1980 ett hängväggsinras, som under loppet av ca 16 timmar spred sig upp till dagytan, där en krater på 30 x 30 m bildades.

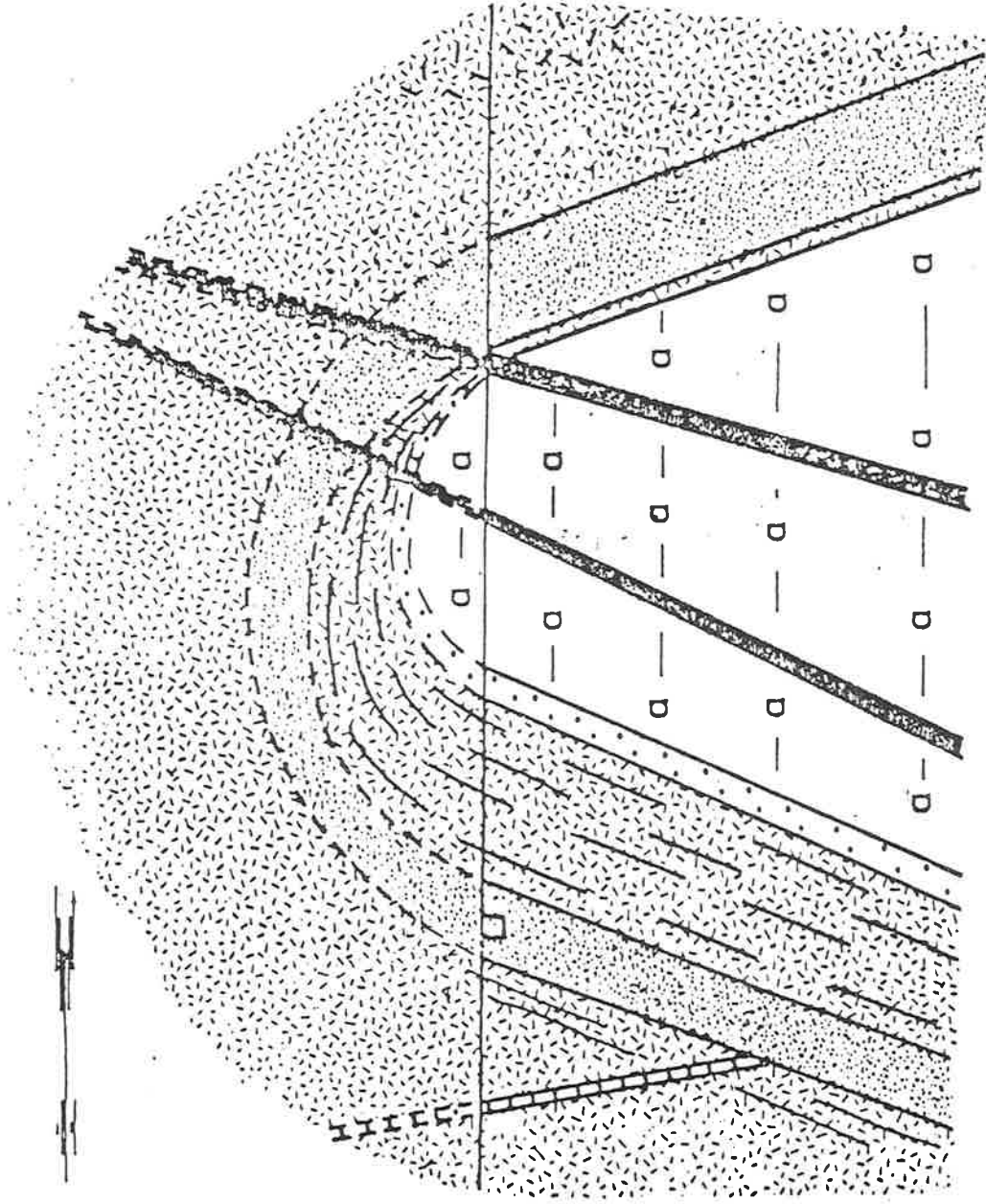
Innan brytningen fortsätter mot djupare nivåer kommer en mellanskiva att lämnas för att stabilisera hängväggen där bl a industriområdet är beläget. Dimensioneringen av denna mellanskiva samt en global stabilitetsanalys av gruvområdet har utförts där förutsättningen varit att skivpallbrytning fortsätter ned till 240 m nivå.

Arbetet påbörjades med bergmekanisk förundersökning och fortsatte med en analytisk beräkning samt en tvådimensionell finit-elementanalys (FEM). Med ledning av resultaten har föreslagits förstärkningsinsatsen och ett antal bergmekaniska kontroller.



- | | |
|--|---|
| | Konglomerat |
| | Diabas |
| | Amfibolit, fin- till medelkornig |
| | Granit, fin- till medelkornig |
| | Pegmatit, aplit- och granitgångar i äldre berggrund |
| | Leptit och leptitgnejs, grå till rödgrå |
| | Bandade leptiter och kvarts-fältspatgnejser |
| | Leptit och leptitgnejser, röd till gråröd |
| | Andalusit-glimmerskiffer |
| | Svartskiffer |
| | Marmor |
| | Kvarsit |

Fig. 1 Geologisk plankarta, efter Gorbatshev (1972)



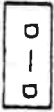
-  Leptit och leptitgnejs, grå till rödgrå
-  Kvartsit
-  Bandade leptiter och kvarts-fältspatgnejs
-  Marmor
-  Andalusit-glimmerskiffer
-  Diabas
-  Leptit och leptitgnejs, röd till gråröd
-  Pegmatit-, aplit- och granitgångar i äldre berggrund

Fig. 2 Profilkarta, konstruerad av K.E. efter tektonisk- och geologisk karta av Gorbatshev (1972)

Bergmekanisk förundersökning

Sprickkartering

Avsikten med sprickkarteringen var att undersöka spricksituationen och om sprickornas orientering och frekvens ändrades med djupet eller i gruvans längdriktning. Karteringsarbetet utfördes så att gruvområdet delades upp i två delområden, en västlig del och en östlig del. I dessa delområden jämfördes sprickkarteringar som var utförda på nivåer under varandra. Sammanställning av sprickkartering för varje nivå, samt för de två delområdena visar ingen större variation i sprickornas orientering eller frekvens. Sammanfattningen kan därför på goda grunder ske i ett sammanställningsdiagram, fig. 3. Situationen anses representativ för hela gruvområdet.

Dominerande orienteringar är,

- 1) Öst-västlig till västnordvästlig - östsydöstlig strykning med brant stupning mot norr.
- 2) Nordnordvästlig till nordnordöstlig strykning med brant stupning mot öst och väst.
- 3) Nord-sydlig strykning med svag stupning mot öst och väst.

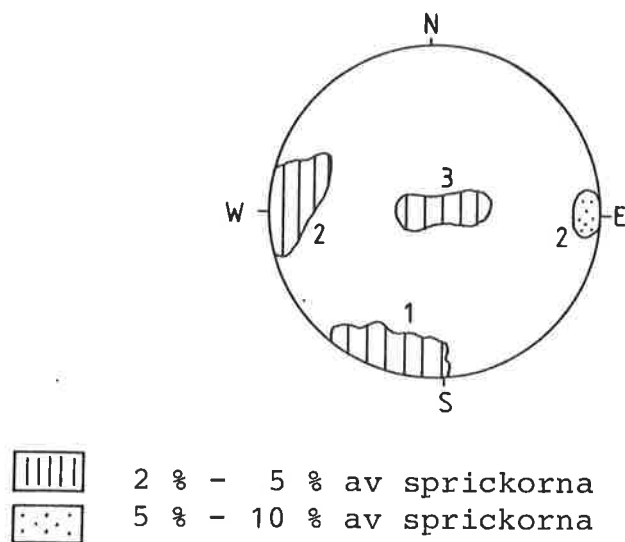


Fig. 3 Sammanställningsdiagram över samtliga (396 st) inmätta sprickor och sprickgrupper, Björka gruva.

Borrkärnekartering

På 70 m nivå fanns ett antal diamanthorrbhål borrarade in mot hängväggen. Dessa borrarör karterades i syfte att upprätta en modell över hängväggsgeologin. Detta är av stor vikt vid stabilitetsanalysen.

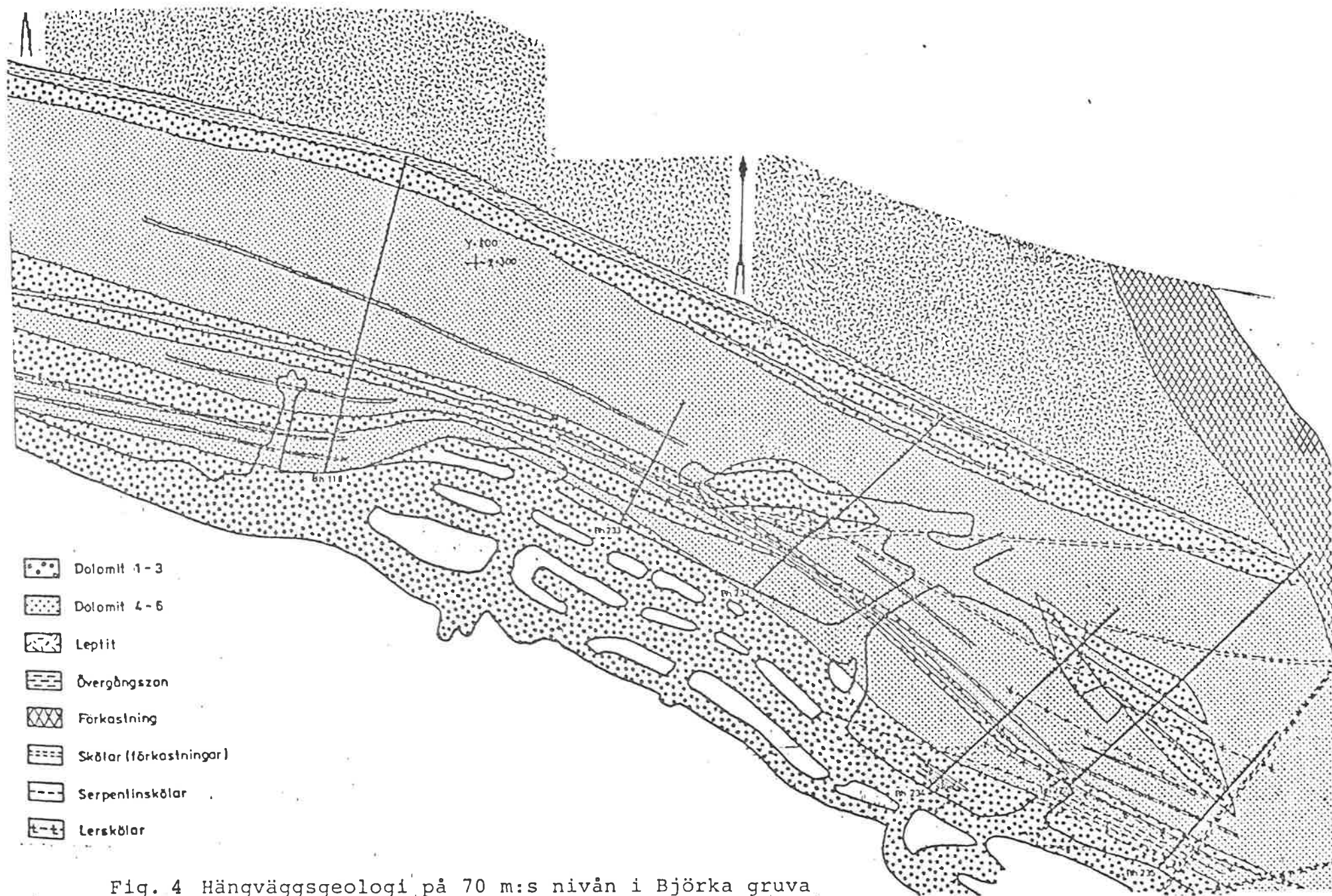


Fig. 4 Hängväggsgeologi på 70 m:s nivån i Björka gruva
Geology of hangingwall at 70 m level

Geologi samt RQD (Rock Quality Designation) bestämdes hos de karterade borrhämnarna. Den modell som därigenom skapades skiljer sig från den som erhöles från sprickkarteringen. Sprickfrekvensen och antal skölar visade sig vara högre i den östra delen av gruvområdet, fig. 4. Förklaringen är att vid gruvans östra begränsning uppträder en stor förkastning. Bergmassan är där mera störd mot öster.

Bestämning av materialdata

Dimensioneringen av mellanskivan är beroende av de materialegenskaper som dolomiten har. Bestämning av tryckhållfasthet, elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal utfördes därför med en bergmekanisk press vid Luleå Tekniska Högskola, där belastningen styrs av deformationen.

Mäktigheten på den brytningsbara dolomiten varierar, vilket medför att förhållandet mellan bredd-tjocklek, slankhetstal, hos mellanskivan varierar. Av den anledningen användes provkoppar med olika slankhetstal för parameterbestämning. Resultatet redovisas i tabell 1.

Tabell 1. Materialdata för dolomit, Björka gruva.

Längd/Diameter	σ_B (MPa)	E (GPa)	V
0.5	147 ₁₅₆	86	0.24
0.5	164	120	
1	120 ₁₄₆	88	
1	172	96	
1.5	117 ₁₃₀	87	
1.5	144	97	
2	91 ₁₀₆	101	
2	122	88	

Spännings-töjningssambanden för dolomiten vid olika slankhetstal visas i fig. 5. Slankhetstalet påverkar brotthållfastheten så att vid lägre L/D-förhållande ökar brotthållfastheten. Detta resultat bör man ta hänsyn till vid dimensioneringen av mellanskivan.

De skölar som uppträder inom gruvområdet kan verka hållfasthetsnedsättande om de finns mellan hängvägg och mellanskiva resp. liggvägg och mellanskiva. För att undersöka hur hållfastheten ändras vid närvaro av lera deformerades (provtrycktes) Ekebergsmarmor och dolomit från Björka både med och utan lera på ändytorna. Resultatet redovisas i tabell 2.

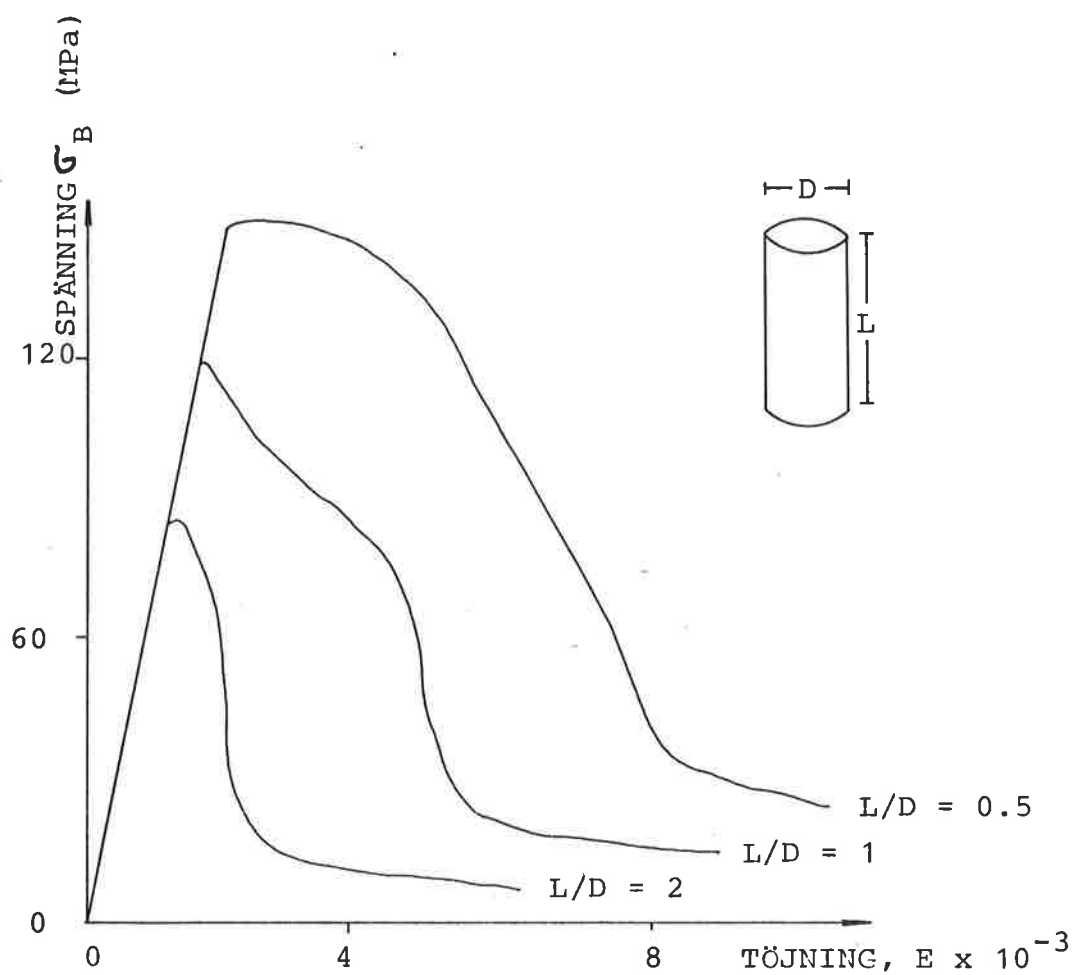


Fig. 5 Spännings-töjningsdiagram för marmor vid olika slankhetstal

Stress-strain diagram for cylinders with different length-diameter ratio.

Tabell 2. Brotthållfasthetens reducering vid närvaro av lera på ändytorna vid tryckning.

Bergart	Längd/ Diameter	Brotthållfasthet		Reducering av hållfasthet
		Utan lera	Med lera	
Ekebergs- marmor	2	207	68	67 %
— " —	2	205	59	71 %
— " —	2	208	59	72 %
Medelvärde		207	62	70 %
Björka- dolomit	2	160.8	60.8	62 %
— " —	2	117.1	60.8	48 %
— " —	2	134.7	100.6	25 %
— " —	2	105.7	44.3	58 %
Medelvärde		129.6	66.6	50 %

Brotthållfastheten minskar med 50 % - 70 % i fallet med lera på ändytorna. Detta resultat bör också beaktas vid dimensionering av mellanskivan, eftersom lerskölar finns på hängväggssidan i gruvan. Brottet vid tryckning av cylindrar utan lera på ändytorna utvecklas som ett skjuvbrott, se fig. 6, medan uppsprickningen vid lera på ändytorna sker parallellt med belastningsriktningen.



a)



b)

Fig. 6 Brottbild utan lera a) och med lera b) på ändytorna.

Fracture without clay a) and with clay b) at the edge of the dolomite cylinder.

Bergspänningsmätning

En faktor som har en avgörande betydelse vid analysarbetet är det primära spänningstillståndet i gruvområdet, d v s de naturliga belastningar som den ostörda bergmassan är utsatt för. Spänningarna kan endast bestämmas genom direkta mätningar.

Avdelningen för bergmekanik vid Högskolan i Luleå utförde bergspänningsmätningar enligt Leemans tredimensionella friborrningsmetod på två platser på 140 m nivån, se fig. 7. Syftet med mätningen var dels att bestämma huvudspänningarnas storlek och riktning, dels att undersöka om spänningstillståndet ändras i gruvans längdriktning.

Resultatet från de båda mätplatserna var samstämmiga och huvudspänningarna på 140 m nivån fastställdes till:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 9.3 \text{ MPa} && \text{N-S, flack stupning} \\ \sigma_2 &= 5.8 \text{ MPa} && \text{Ö-V, flack stupning} \\ \sigma_3 &= 2.2 \text{ MPa} && \text{nästan vertikal}\end{aligned}$$

Spänningarna i horisontalplanet beräknades till:

$$\begin{aligned}\sigma_A &= 8.9 \text{ MPa} && \text{nord-sydlig riktning} \\ \sigma_B &= 5.5 \text{ MPa} && \text{öst-västlig riktning}\end{aligned}$$

och för den vertikala spänningskomponenten erhöles:

$$\sigma_V = 2.7 \text{ MPa}$$

Spänningen från tyngden av ovanliggande berg uppgår till 3.6 MPa. Utifrån mätresultaten från 140 m nivån och erfarenhetsmässiga uppskattningar av spänningarnas variation med djupet, bestämdes de randspänningar som ligger till grund för analysen. För den horisontella randspänningen ansätts den störst uppmätta huvudspänningen på 140 m nivån, $\sigma_H = 9.3$ MPa. Spänningsgradienten med djupet bestäms från tidigare utförda bergspänningsmätningar att ligga i intervallet 0.02 MPa/m - 0.05 MPa/m. Horisontella randspänningen ansätts till:

$$\sigma_H = 2.3 + 0.05 \cdot Z \quad (\text{MPa})$$

där Z anger djupet i m under markytan.

Som vertikal randspänning antas en rent gravitativ belastning råda

$$\sigma_V = 0.026 \cdot Z \text{ (MPa)}$$

där Z anger djupet i m under markytan.

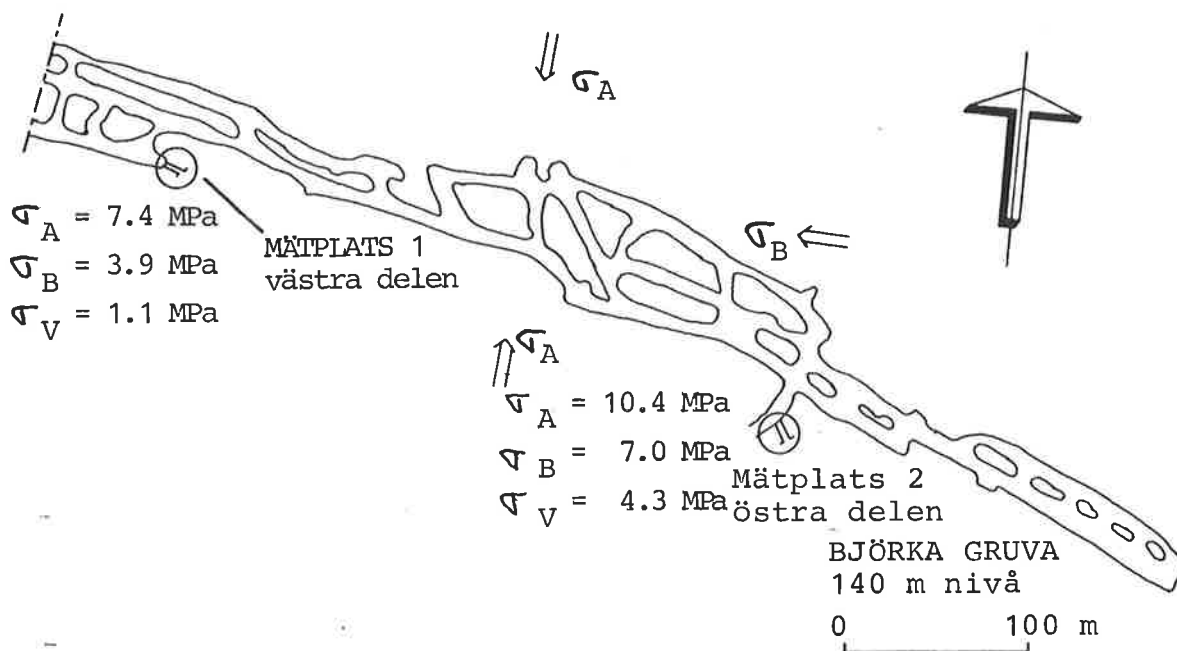


Fig. 7 Bergspänningsmätning på 140 m nivå i Björka gruva.

Rock stress measurements at 140 m level in the Björka mine.

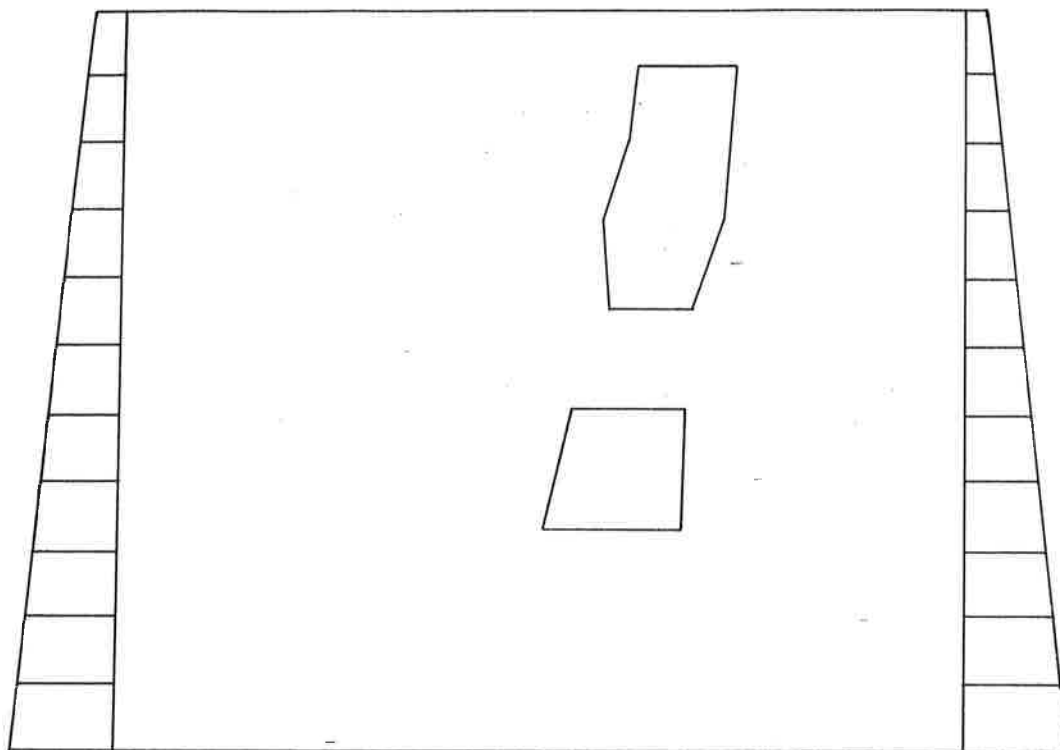
Dimensionering

Dimensioneringsarbetet inleddes med beräkning av pelarbelastningen hos den kvarlämnade mellanskivan. Därefter utfördes en finit-element analys för att bekräfta att resultatet från dimensioneringen verkade rimligt, men även för att erhålla en global syn på spänningstillståndet vid Björka gruva.

Beräkning av pelarbelastning

De horisontella spänningar som förekommer i bergmassan måste, efter utbrytningen av stora rum, söka "nya vägar" för att komma över från häng- till ligg-

vägg eller tvärt om. Dessa "nya vägar" är de pelare som lämnas att stabilisera gruvområdet, se fig. 8 och fig. 9.



$$\sigma_H = 23 + 0.05 \cdot Z \text{ (MPa)}$$

Fig. 8 Vertikalsnitt genom gruvan. Figuren visar även den dominerande belastningen σ_H .

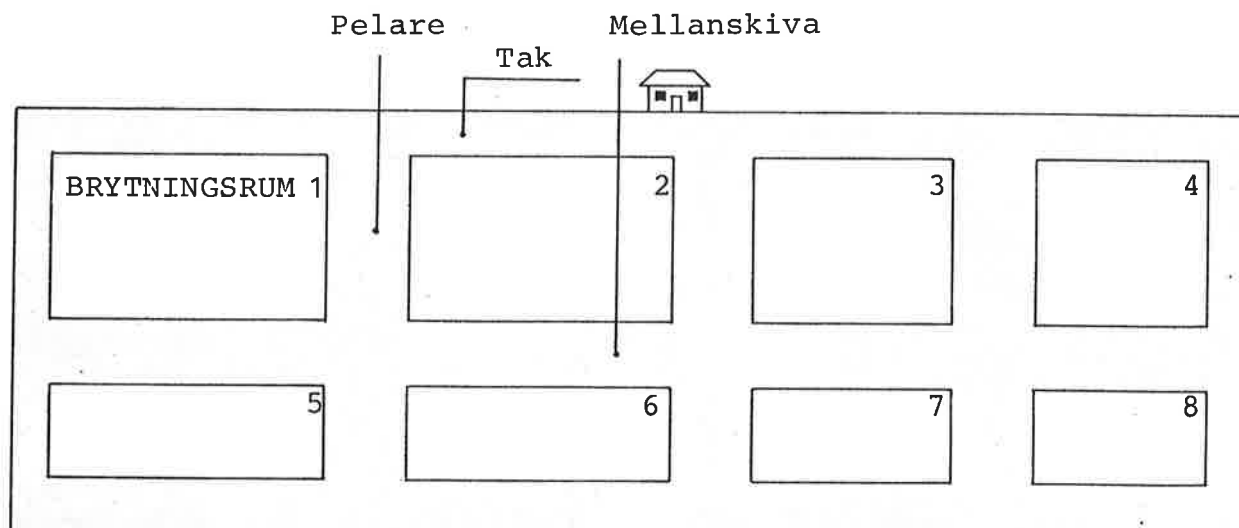


Fig. 9 Vertikalsnitt längs med gruvan.
Vertical section of Björka Mine.

0 100 m

Spänningskoncentrationen som därvid uppkommer i pelarna påverkar pelarbelastningen. Belastningens storlek varierar med spänningstillståndet och med de utbrutna rummens storlek. Pelarbelastningen beräknas enligt:

$$S_p = S_H \cdot (A_t/A_p)$$

S_p = Pelarbelastning

S_H = Horisontalspänning

A_t = Totalarea av brytningsomr.

A_p = Pelararea

Som horisontell spänning, S_H , antas den spänning som råder i centrum av mellanskivan. Indelningen av totalarean av brytningsområde, A_t , baseras på att spänningarna efter utbrytningen söker sig till närmaste pelare eller mellanskivan och taket. För att ytterligare åskådliggöra hur belastningen varierar längs med mellanskivan delades totalarean in i mindre segment, fig. 10.

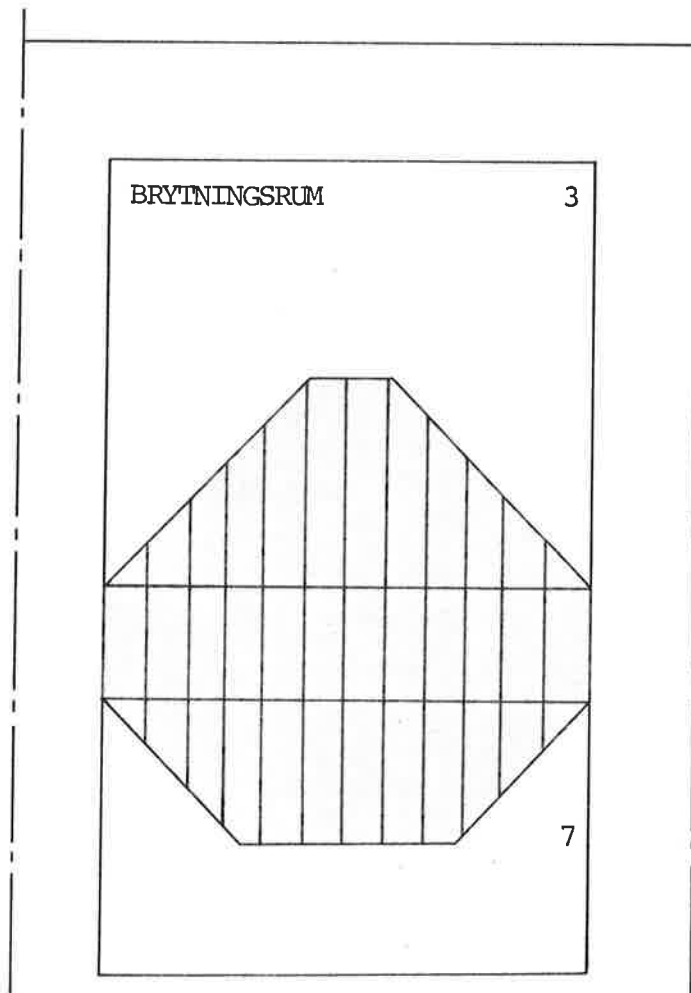


Fig. 10 Brytningsrum 3 och 7 samt segmentsindelningen av mellanskivan.

Open stopes 3 and 7 and the distribution of horizontal stress in the sill pillar.

Säkerhetsfaktor bestämdes, utifrån pelarbelastning och tryckhållfasthet, både för oreducerad brotthållfasthet, $F_{\max}$, samt för 70 % hållfasthetsreducering, $F_{\min}$. $F_{\min}$ bör överstiga 1.5 för att mellanskivan skall anses vara stabil.

I fig. 10 redovisas indelningen för området kring brytningsrum 3 och 7. I fig. 11 och fig. 12 redovisas resultatet av beräkningarna.

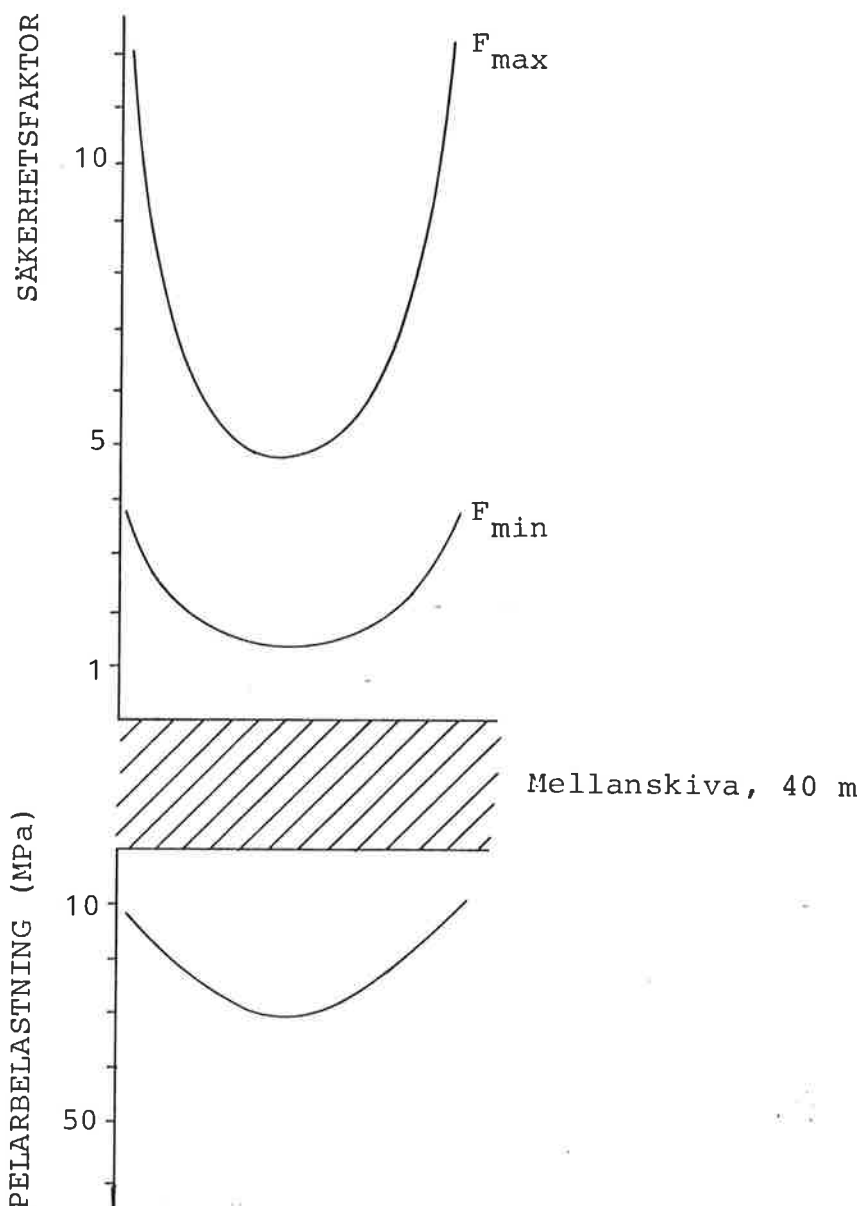


Fig. 11 Säkerhetsfaktor och pelarbelastning för mellanskiva med tjocklek 40 m för brytningsrum 3 och 7.

Safety factor and pillar load for the sill pillar with thickness 40 m.

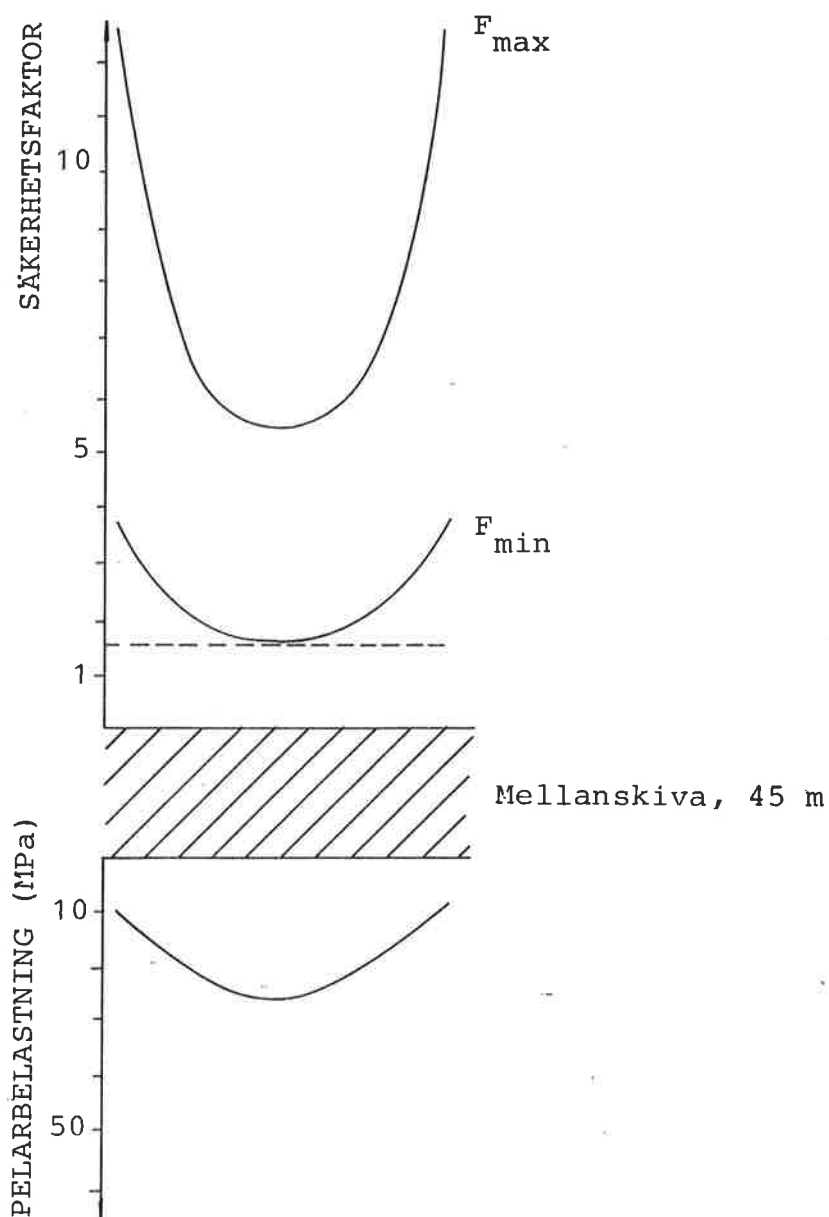
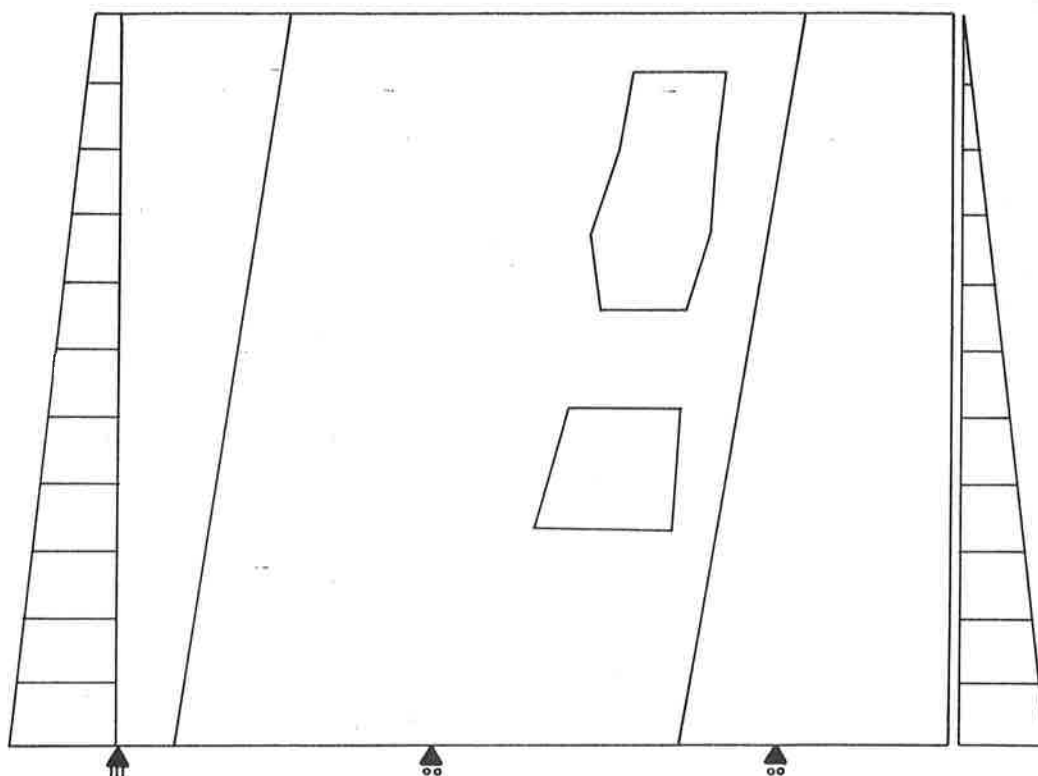


Fig. 12 Säkerhetsfaktor och pelarbelastning för mellanskiva med tjocklek 45 m för brytningsrum 3 och 7.

Safety factor and pillar load for the sill pillar with thickness 45 mm.

FEM-analys

Nästa del av dimensioneringsarbetet utgörs av en tvådimensionell analys med Finita-Element-Metoden (FEM). Femmodellen redovisas i fig. 13.



$$\sigma_H = 23 + 0.05 \cdot z$$

$$\sigma_V = 0.026 \cdot z$$

Fig. 13 FEM-modell med angivna randvillkor och belastningar.

FEM-modell with boundary conditions and loadings.

Beräkningarna genomfördes vid Umeå Datacentral med FEM-programmet ADINA. Resultatet för en 45 m tjock mellanskiva redovisas i fig. 14. Man kan där utläsa att största huvudspänningen, σ_1 , antar ett värde mellan 25-30 MPa i centrum av mellanskivan. Jämför man detta resultat med tidigare redovisade överslagsberäkningar finner man en relativt god överensstämmelse. Mellanskivans tjocklek bör därför vara 40-45 m.

Av FEM-analysen kan även minsta huvudspänningen, σ_2 , utläsas, fig. 14. Man kan där notera att tryckspänning råder i hela mellanskivan, förutom den zon i taket på det undre brytningsrummet. Gruvområdets globala spänningstillstånd visas i fig. 15 och 16.

Största huvudspänningen är koncentrerad till tre zoner.

- Ovanför brytningsrum 1
- Mellan brytningsrum 1 och brytningsrum 2 (mellanskivan)
- Under brytningsrum 2

Minsta huvudspänningen bildar stora dragspänningszoner på häng- och liggvägg såväl ovanför som under mellanskivan. Detta förhållande verkar oroväckande när man vet de dominerande sprickorienteringarna. En förstärkning som sträcker sig långt in i hängväggen är därför att rekommendera för att trycka samman den sprickgrupp som stryker i öst-västlig- till väst-nord-västlig riktning och som även stupar mot norr.

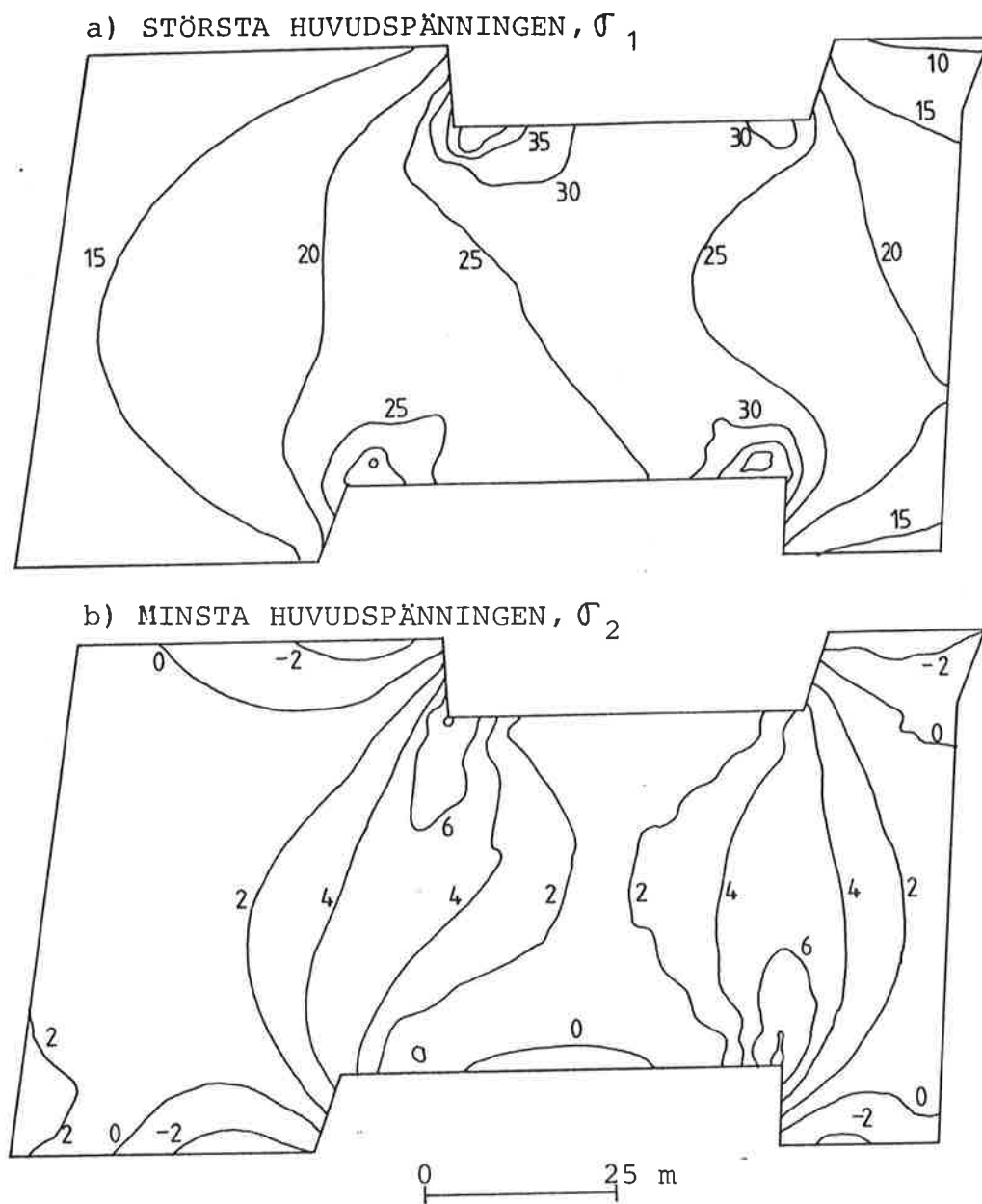


Fig 14. Iso-spänningslinjer för mellanskivan från FEM-analys

- a) Största huvudspänningen, σ_1 MPa
 b) Minsta huvudspänningen, σ_2 MPa

Iso-stress lines for the horizontal pillar

- a) Maximum principal stress, σ_1 MPa
 b) Minimum principal stress, σ_2 MPa

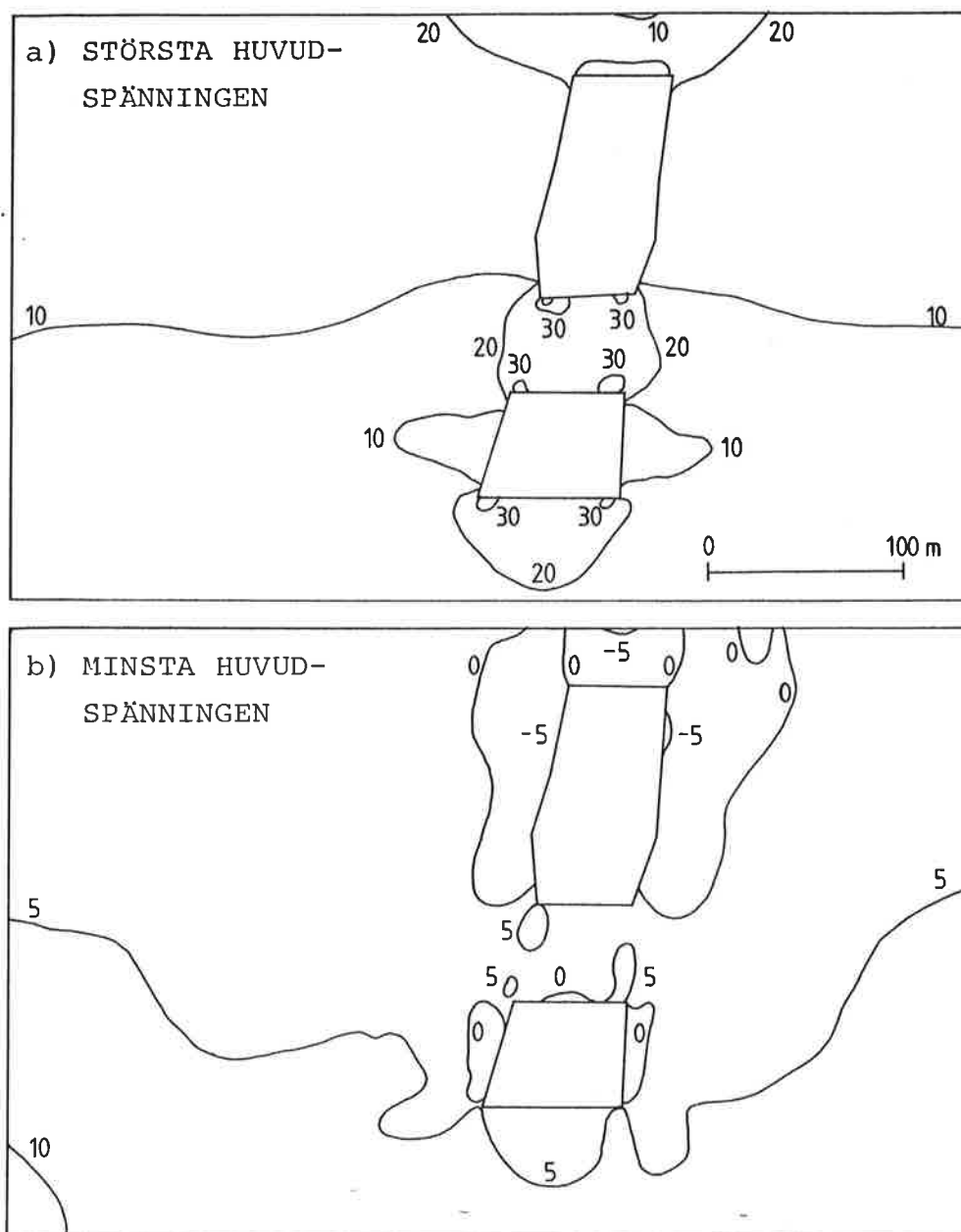


Fig. 15 Iso-spänningslinjer för gruvområdet

- a) Största huvudspänningen, σ_1 (MPa)
 b) minsta huvudspänningen, σ_2 (MPa)

Iso-stress lines for the surrounding mine area.

- a) Maximum principal stress, σ_1 (MPa)
 b) Minimum principal stress, σ_2 (MPa)

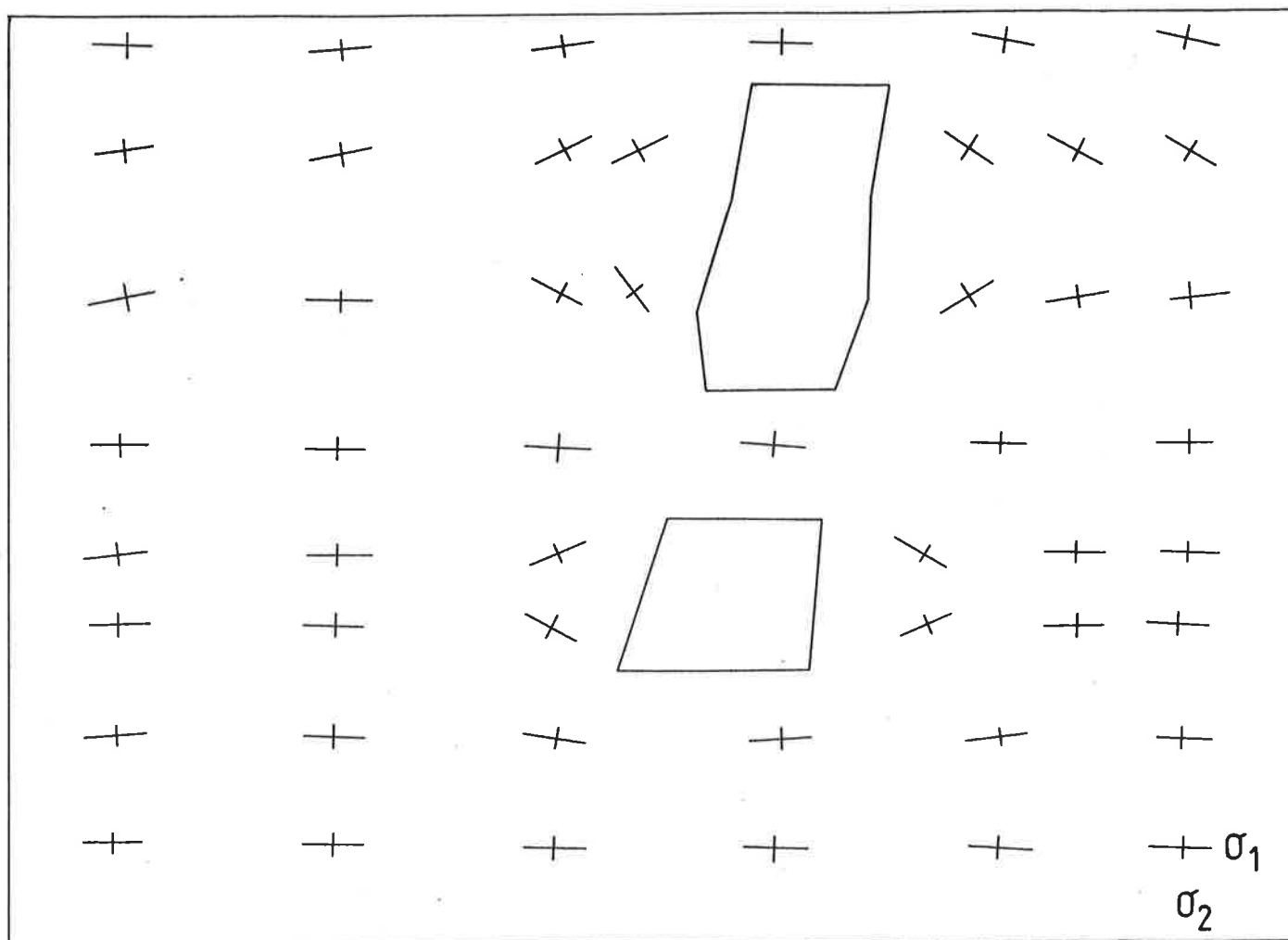


Fig. 16 Spänningsfältets storlek och riktning i gruvområdet.

Direction and magnitude of stresses in the mining area.

Kontrollprogram

Kännedomen om bergmassans egenskaper samt resultatet från finita-element analysen understryker vikten av ett kontrollprogram för att övervaka stabiliteten i gruvområdet. Kontrollen bör omfatta både ovan- och underjordsmätningar.

Deformationer ovan jord bör kontrolleras genom en direkt registrering av hängväggsrörelsen med semaforer samt en mätning av deformationernas storlek genom deformationsmätning. Semaforer registrerar rörelser genom att en lina som är förankrad i hängväggen sträcks om delar av hängväggen rasar in i gruvan. Ovan jord noteras sträckningen hos linan genom att en hävarm ändrar läge, se fig. 18.

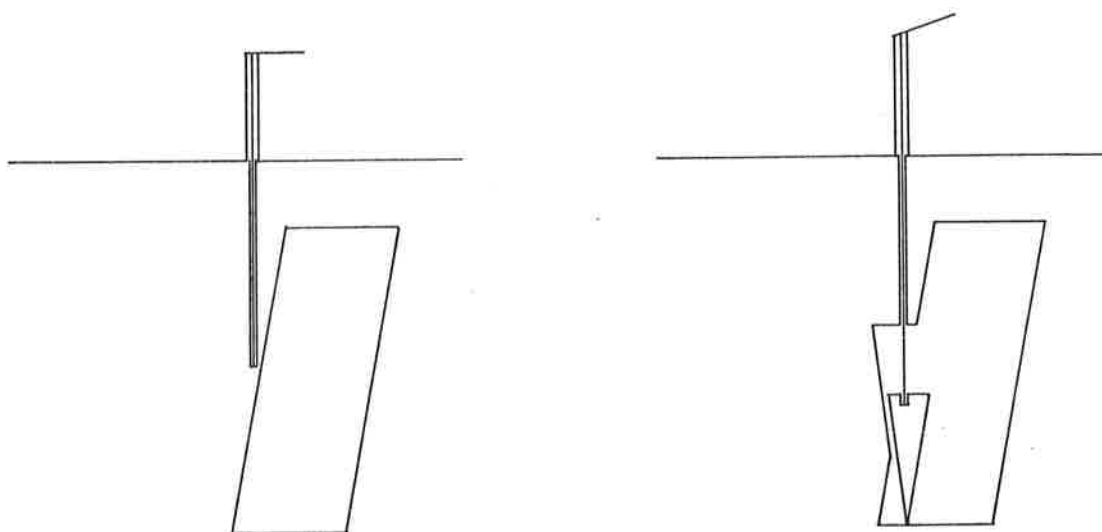


Fig. 18 Semaforernas placering och funktion vid ras.
Alarm system for rock fall in the hanging-wall.

Semaforer bör placeras vid varje brytningsrum. Ett alternativ till semaforer kan vara en strömförande kabel (strip) som varnar för ras genom att strömmen bryts vid en given förskjutning. Fördelen med ett varningssystem med strömförande kabel är att den varnar innan ras utbildats. Deformationsmätningen bör ske i fyra avvagningsprofiler. Profilerna bör vara vinkelrät mot gruvans längdriktning och passera ovanför brytningsrummet.

Kontrollen under jord bör inriktas på mellanskivan, som lämnats att stabilisera hängväggen. Mätningarna bör här inriktas på att registrera deformations- och spänningsändringar till följd av brytningen. Spänningsändringarna i mellanskivan mäts förslagsvis med I.R.A.D-celler. Dessa bör installeras mot centrum av

mellanskivan mellan varje vertikal huvudpelare, eftersom den där antas vara hårdast belastad. Installeringen bör utföras så att hela mellanskivans tvärsnitt berörs av mätningen, se fig. 19.

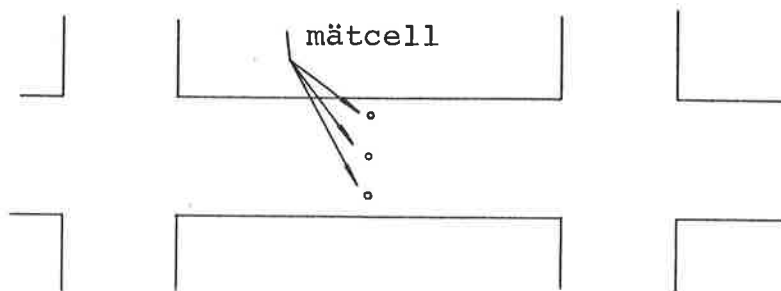


Fig. 19 Installering av mätceller för spänningsmätning i mellanskivan.

Stress measurment with I.R.A.D-cell in the sill pillar.

Deformationerna kan registreras med trådar som förankras i borrhål och som sedan löper över en trissa i borrhålsmyningen. Trådarna är belastade med lod. Flera trådar kan installeras i samma hål, vilket ger en uppfattning om var deformationen är lokaliserad. Flera sådana deformationsmätningar bör utföras mellan de vertikala huvudpelarna enligt fig. 20. Istället för inspända trådar kan stångextensiometer användas.

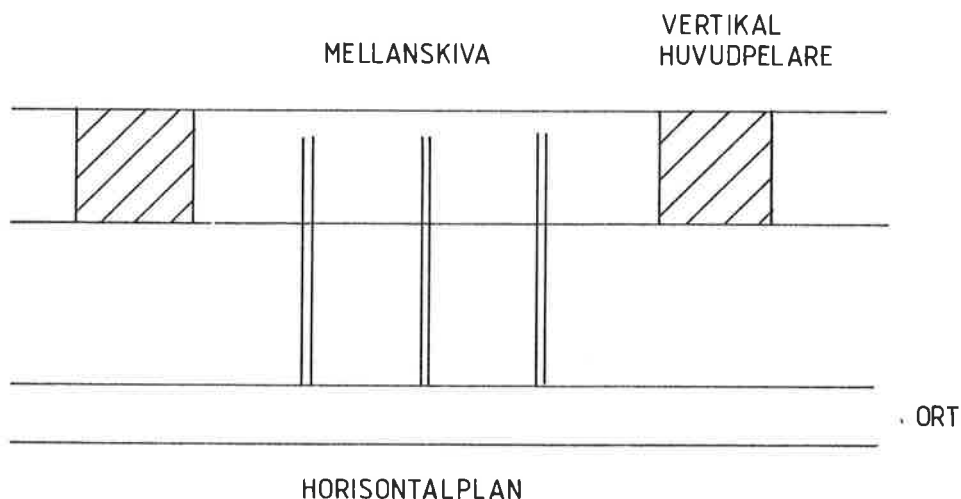


Fig. 20 Deformationsmätning sedd i horisontalplan, trådar eller fasta stänger kan användas.

Deformation measurment in horisontal view.

Fig. 20 Forts.

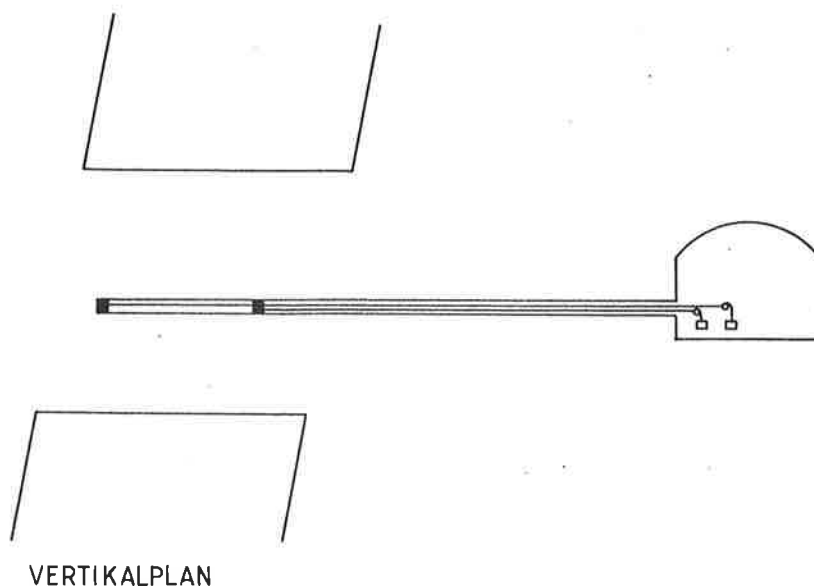


Fig. 20 Deformationsmätning sedd i vertikalplan,
trådar eller fasta stänger kan användas.

Deformation measurment in vertikal view.

SLUTORD

Stabilitetsanalysen av Björka gruva har utförts som examensarbete vid Luleå Tekniska Högskola. Handledare har varit professor Ove Stephansson och Överingenjör Bertil Astlind.

Ett varmt tack riktas härmed till professor Ove Stephansson, som granskat och lämnat värdefulla synpunkter på artikeln.

SUMMARY

The Björka mine is a dolomite mine with a produktion of 300 000 tons per year. Open stops mining will continue down to 140 m level. Before mining is allowed to continue under 140 m level a sill pillar is to be left.

The work started with rock mechanical field study. The investigation was aimed to get the geology of hangingwall, the joint orientation, rock stresses and material data of dolomite.

If then continued with an analytical calculation and a finite-element analysis of the stopes and pillars.

The result from the analysis was unanimous that 40 - 45 m must be left in the horizontal pillar before mining is allowed to continue at depth. Areas of tensile stresses was obtained with finite-element analysis. These zones has to be support by means of cable bolts to avoid any instability in the mine.

The work has been presented as a master thesis in Roch Mechanics at the University of Luleå.

FEM - ETT VERKTYG FÖR PRAKTISK BERGMEKANIK

FEM - A Tool for Applied Rock Mechanics

Dipl.Ing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Boliden och
 Professor Ove Stephansson, Avdelning för bergmekanik, Högskolan i Luleå
 i Luleå

1. BAKGRUND

Näslidenprojektet består av framtagning av en matematisk modell av Näslidengruvan och jämförelse mellan modellen och gruvans bergmekaniska reaktioner till följd av brytningen.

Syftet var att studera lämplighet och tillförlitlighet av matematiska modeller som planeringsinstrument i praktisk gruvdrift och anläggningsverksamhet, särskilt igensättningsbrytning.

Igensättningsbrytning

Utvinning av högvärdiga malmer från små, mestadels brantstående malmkroppar medför

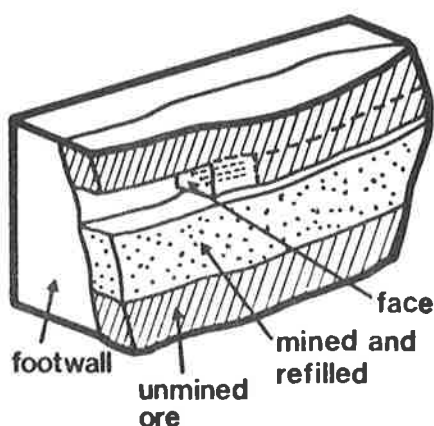
- höga investeringskostnader per ton brytningskapacitet
- stora kostnader för malmtransporten till centrala anrikningsverk
- höga anrikningskostnader för komplexa sulfidmalmer

Det är därför nödvändigt att använda en brytningsmetod som medger en hög utvinningsgrad av malmen och låg gråbergsinblandning (utspädning av malmen genom ofyndigt sidoberg). Igensättningsbrytningen uppfyller dessa krav.

Förläggning av malmstörtschakten i liggväggen utanför malmkroppen och nära rampen ökar deras livslängd, vilket medger större höjd på brytningsetagerarna. Igensättningsbrytning innebär att man bryter malmen i 3 - 7 m höga, horisontella skivor. Hållrummet som därigenom uppstår återfylls, vanligen med anrikningssand, se figur 1. Efter återfyll börjar uttag av nästa malmskiva. Fyllen har funktionen av arbetsplattform och stöd till det omgivande berget. Vanligen börjar man brytningen på flera nivåer samtidigt för att erhålla tillräcklig brytningskapacitet.

För ca 20 år sedan karaktäriserades igensättningsbrytningen av:

- små brytningsrum
- återfyll med sprängsten eller torr sand
- små maskinenheter som var låsta till var sitt brytningsrum
- placering av malmschakten och kommunikationssystem i fyllen



Figur 1: Horisontell igensättningsbrytning
Cut-and-fill mining with horizontal breasting

Införandet av hydraulisk återfyllning och stora dieseldrivna maskinenheter ledde till en ändrad uppläggning av brytningen.

Hydraulfyllens goda stödegenskaper och möjligheter att fylla ända upp till taket har medgett brytningsrum med en längd av flera hundra meter och en bredd på upp till 20 m. Effektiv kommunikation för personal, material och maskiner har skapats mellan brytningsrummen genom införande av ramper.

Mekanisering har medfört väsentligt ökad effektivitet. Den innebär också att ett stort antal maskiner är koncentrerade till brytningsrummen. En förutsättning för denna metod är att störningar genom ras eller andra stabilitetsproblem kan undvikas. Det är därför nödvändigt att öka kunskapen om igensättningsbrytningens bergmekanik och att utveckla prognosmetoder som medger bättre planering av brytningen och stabiliserande åtgärder. Dessa krav ledde till att systematiska bergmekaniska undersökningar, främst i form av fältobservationer, startades på flera håll i landet, exempelvis Zinkgruvan, Kristinebergsgruvan och Renströmgruvan. Det största undersökningsprogrammet genomfördes i Näslidengruvan, där observationsprogrammet startades samtidigt med gruvbrytningen år 1970.

Ungefär samtidigt skedde en utveckling av matematiska modeller. Tillförlitligheten av modellberäkningar har emellertid varit dålig beroende bl a på svårigheter att bestämma realistiska värden på bergets mekaniska egenskaper och på bergspänningar. Vidare var det svårt att bestämma noggrannheten i den matematiska formuleringen.

I mitten av 70-talet var situationen följande:

- Boliden Mineral behövde bättre kunskaper om igensättningsbrytningens bergmekanik och förbättrad prognosteknik för brytningsplaneringen
- Fyllens egenskaper och funktion studerades vid KTH. Där utvecklades även numeriska modeller för bergmekanisk tillämpning (programsystemet BEFEM)
- Uppbyggnaden av Högskolan i Luleå fortsatte med tillkomsten av avdelningarna för bergmekanik och geoteknik. Programsystemet ADINA introducerades i Luleå
- Gruvindustrin, BeFo och STU önskade en kontroll av FEM:s lämplighet som bergmekaniskt planeringsinstrument i gruv- och anläggningsindustrin

På hösten 1976 samlade BeFo och STU intressenterna i ett gemensamt FoU-projekt, Näslidenprojektet.

Projektplan

Mål

Målet för Näslidenprojektet är

- att ge svar på frågan i vilken grad bergmekaniska beräkningsmetoder, och då främst FEM, kan användas som planeringsinstrument i praktisk gruv- och anläggningsverksamhet
- att utveckla en metod för igensättningsbrytning, som möjliggör en prognos av framtida brytningsförhållanden och att kvantifiera effekten av olika stabiliseringsåtgärder
- att efter viss modifiering tillämpa metoden på andra gruvor samt anläggningar

Metoden

Som metod valdes att upprätta en FEM-modell av Näslidengruvan. Modellen baseras på ingångsdata som beskriver bergets och fyllens egenskaper, spänningstillståndet i gruvans omgivning samt brytningsgeometri och -följd. Modellens reaktioner i form av deformationer jämförs med motsvarande i gruvan uppmätta deformationer.

Strukturering

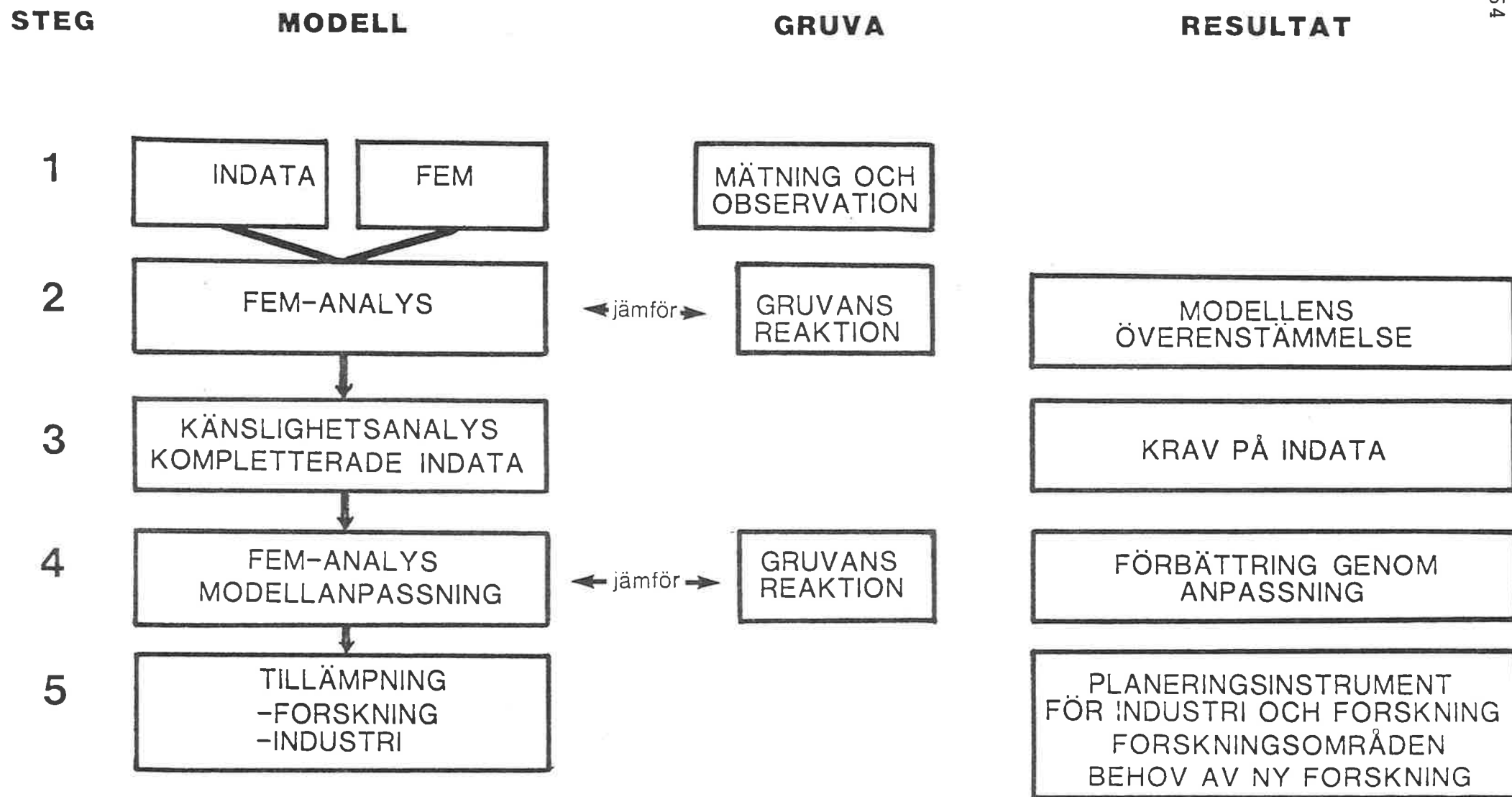
Projektet planerades i fem steg som framgår av figur 2. Efter varje steg var en beslutspunkt inlagd. De uppnådda resultaten analyserades och beslut togs om det fortsatta arbetet. Att avbryta projektet fanns med som beslutsalternativ efter varje steg.

Steg 1 - 4 innehåller metodutveckling och har genomförts. Steg 5 utgör tillämpning av metodiken.

När detta skrivs planeras steg 5 med tillämpning på igensättningsbrytning.

Projektorganisation

Näslidenprojektet ingår i BeFo:s ramprogram. BeFo är huvudman för projektet. Projektorganisationen framgår av figur 3.

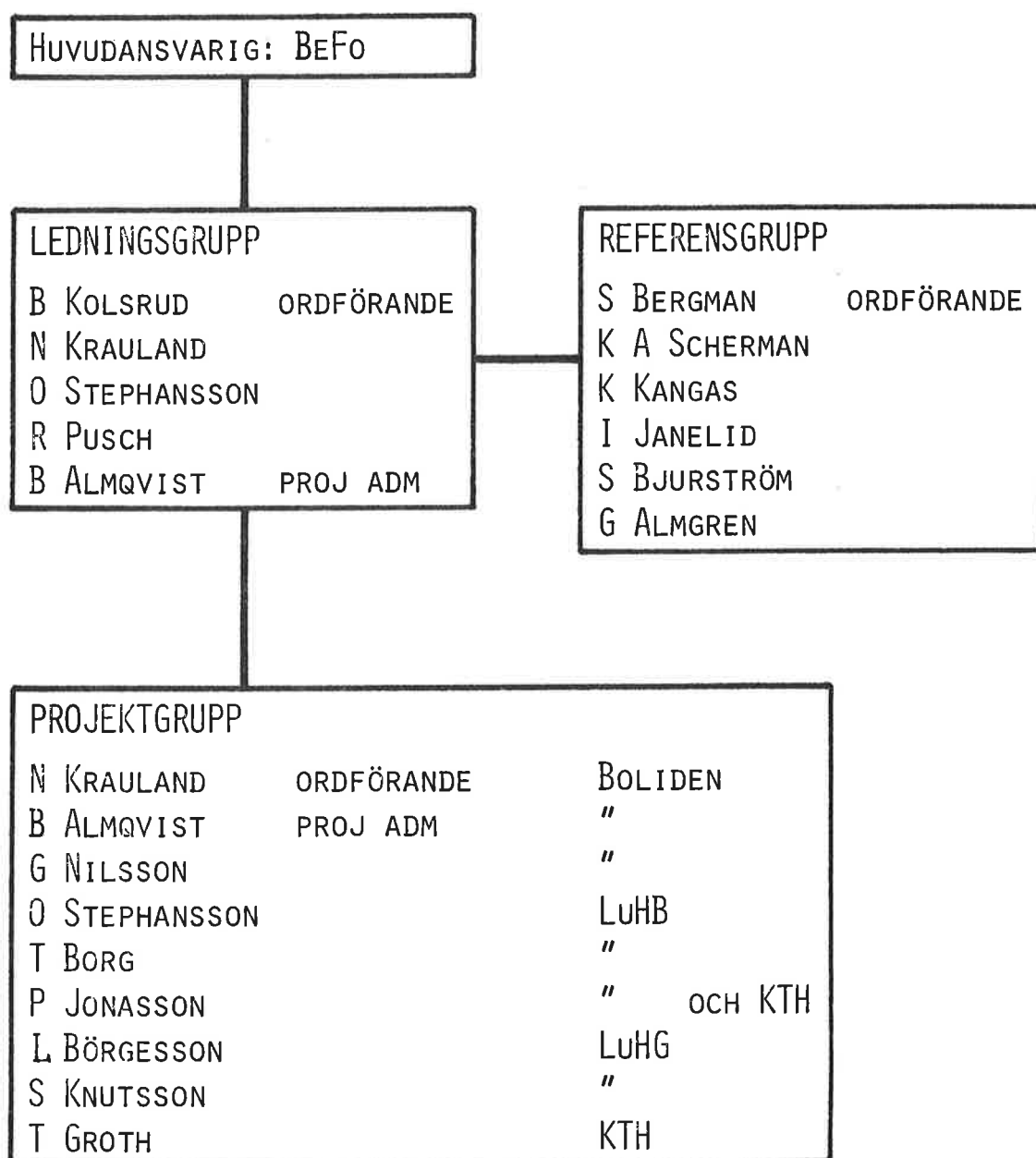


Figur 2: Strukturering av Näsälidenprojektet
The structure of the Näsäliden Project

Ledningsgruppen har totalansvaret för projektets genomförande. Till sitt stöd och som rådgivande organ har den en referensgrupp, utsedd av BeFo och STU. Projektgruppen svarar för genomförandet av det tekniska arbetet.

Projektledningen finns hos Boliden Mineral AB, som tillämpat projektadministrationstekniken för utvecklings- och anläggningsprojekt inom svensk industri. Nätplaneringen möjliggjorde en effektiv resursplanering samt ansvarsdelegering på projektdeltagarna med avseende på tid och kostnad. Kostnadskontroll erhålls genom kontinuerlig uppdatering av slutkostnadsprognosen.

PROJEKTORGANISATION



Figur 3: Projektorganisation
Project organization

Tid

Projektet startade i januari 1977. Det tekniska utvecklingsarbetet t o m steg 4 avslutades i december 1979 - d v s tre år totalt. Planerad tid för genomförandet var två år.

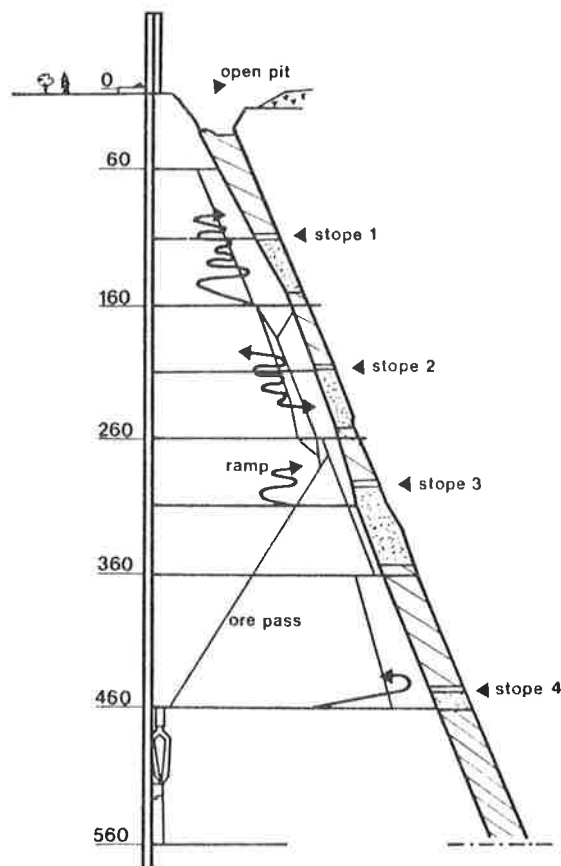
Kostnader

Projektet har hittills kostat ca 2,5 Mkr. Därav har STU och BeFo bidragit med ca 1,5 Mkr, resterande belopp har tillskjutits av de tekniska högskolorna och gruvindustrin. Den planerade kostnaden för projektet var 1,7 Mkr, varav 1,2 Mkr skulle finansieras genom STU och BeFo.

2. NÄSLIDENGRUVAN

Näslidengruvan ligger i Skelleftefältet ca 6 mil nordväst om Boliden. Malmen är en komplex, hård sulfidmalm som bryts på sitt innehåll av koppar, zink, bly, silver och guld.

Malmkroppen har en area av ca 2 500 m² och stupar 70° väst. Malmkroppen är känd till 770 m djup. Produktionen startade år 1970 från tre rum på nivåerna 160 m, 260 m och 360 m. Etagehöjden blir således ca 100 m. 1975 inleddes brytning från ett fjärde rum på nivå 460 m, figur 4.



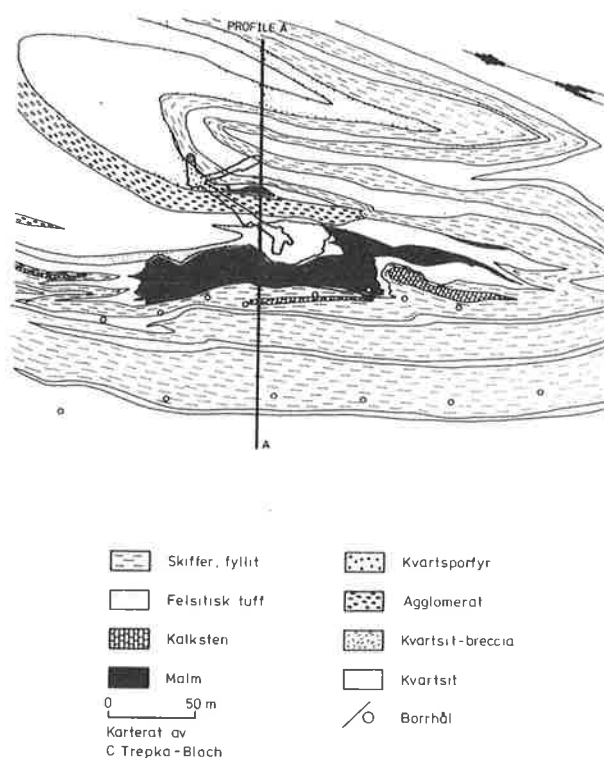
Figur 4: Vertikalsektion av Näslidengruvan
Schematic vertical section of Näsliden Mine

Personal, material och bergtransport sker i ett vertikalt schakt med 4,6 m diameter placerat i liggväggen. Återfyll sker hydrauliskt med cyklonerad anrikningssand. Produktionen är ca 230 000 ton per år och antalet anställda är 48.

3. BESTÄMNING AV BERGMEKANISKA PARAMETRAR I NÄSLIDENGRUVAN

Geologiska strukturer

Skelleftefältets malmer är till övervägande delen brantstående, skivformiga malmkroppar som uppträder i kontakten mellan metavulkaniter (omvandlade vulkaniska bergarter) och metasediment. Kring malmkropparna förekommer kraftig omvandling av bergarterna till klorit och sericit. Omvandlingszonen utgör direkta svagheter i berggrunden och påverkar stabiliteten i gruvan. Sidorberget kring malmkroppen i Näsliden är kraftigt veckat med såväl brantstående som nära horisontella veckaxlar. Malmen uppträder i kontakten mellan metasedimenten och metavulkaniterna som visas i plankartan, figur 5.



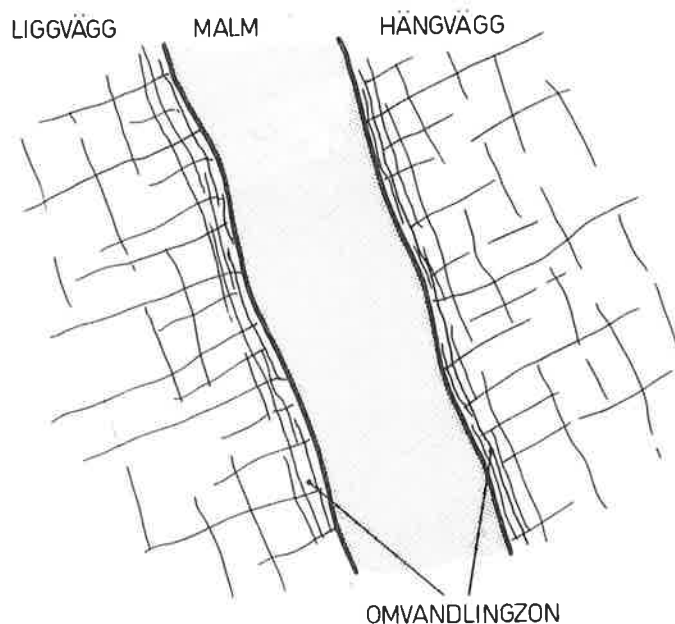
Figur 5: Geologi vid dagytan
Geology at surface level

Från det existerande ortssystemet i gruvan och befintliga brytningsrum har de geologiska strukturerna analyserats genom linjekartering och cellkartering. De viktigaste strukturerna kan sammanfattas:

- malmens strykning N-S, stupning 70° W och sammanfallande med regionala förskiffringen
- förkastningar, oftast med kloritbeläggning, orienterade parallellt med malmen
- tre sprickgrupper i nära rätta vinklar med varandra
 1. strykning N-S, stupning 70° W
 2. nära horisontell
 3. strykning E-W, brant stupning

Sprickgruppernas orientering i Näslidengruvan är gynnsamma för upprättande av modell. Vertikalplanet, som representeras i den tvådimensionella modellen, sammanfaller med orienteringen av den östvästliga sprickgruppen. Genom linje- och cellkartering och till viss del kärnkartering har medelsprickavstånd bestämts för sprickgrupperna vilket senare använts för bestämning av bergmassans egenskaper, Stephansson (1980).

I kontakten mellan malmen och sidoberget uppträder en omvandlingszon som karaktäriseras av låg hållfasthet och mjukare bergarter, figur 6.

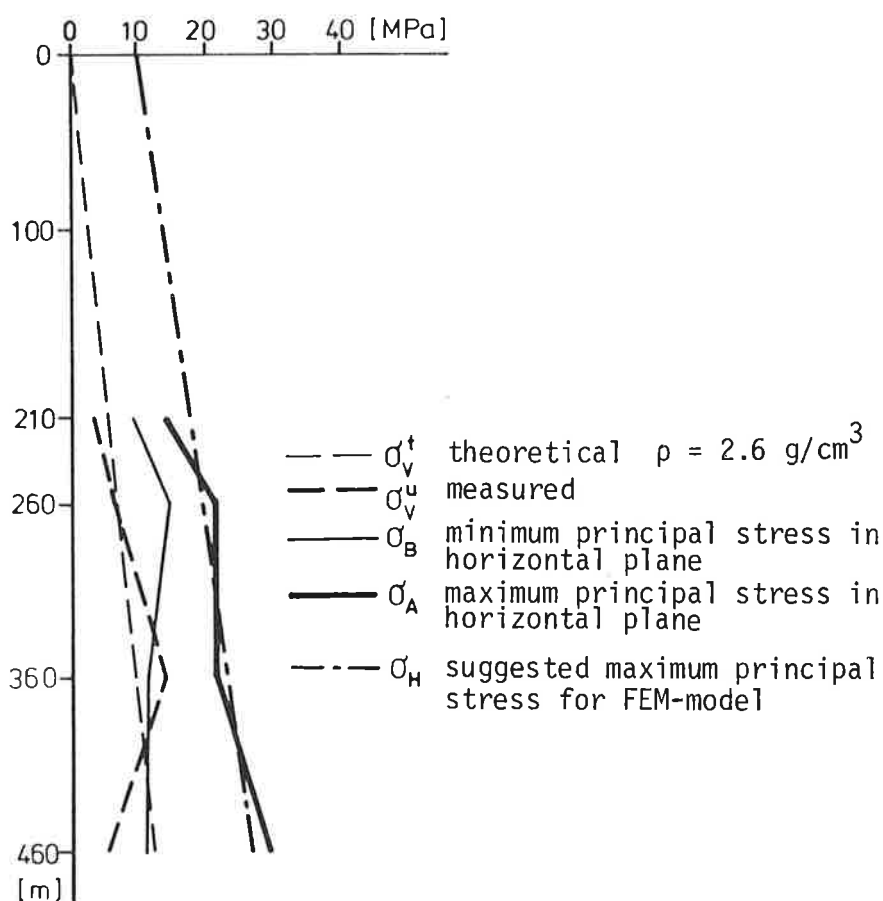


Figur 6: Vertikalsnitt genom malm och sidoberg
Vertical section across orebody,
alteration zone and sidewall

Bergspänningsmätningar

Kännedom om spänningstillståndet i berggrunden är avgörande för ett framgångsrikt modellarbete.

Bergspänningsmätning i gruva under drift bör noga planeras, Stephansson och Bäckblom, 1980, sid 69. Spänningstillståndet i en planerad gruva kan idag fastställas genom mätning i djupa dagborrhål. Vid bergspänningsmätningarna i Näsliden planerades ursprungligen 20 mätpunkter. Av dessa genomfördes mätningar i sex borrhål mellan 210 m och 460 m nivå i gruvan. Mätningarna utfördes med tredimensionella mätceller med trådtöjningsgivare och enligt fri-borrningsmetoden. Dessutom utfördes mätningar med tvådimensionella celler i taket på brytningsrum 3 samt registrering av spänningsändringar enligt principen med svängande tråd i samband med avlastningssprängningar. Mätningar av spänningsändringar i mellan-skivan mellan rum 2 och 3 pågår alltjämt. En sammanställning av resultaten från bergspänningsmätningarna avseende det orörda spänningsfältet visas i figur 7.



Figur 7: De horisontella huvudspänningarna σ_A och σ_B samt vertikalspänningen σ_v som funktion av djupet, Näslidengruvan
The horizontal secondary principal stresses σ_A and σ_B and vertical stress σ_v as a function of depth below surface

I Näslidenområdet liksom i många andra urbergsområden är de horisontella spänningarna större än de vertikala. Största huvudspänningen är riktad vinkelrätt mot malmskivans och skiffrihetens plan. För modellarbetet har antagits att den största horisontella spänningen följer sambandet

$$\sigma_H = 6,0 + 0,05Z \text{ (MPa)}$$

där Z är djupet under markytan i meter. Den vertikala spänningen är i överensstämmelse med tyngden från ovanliggande bergarter, d v s

$$\sigma_V = 0,026Z \text{ (MPa)}$$

Det sekundära spänningsfältet i taket på brytningsrum 3 nådde belopp på ca 70 MPa närmast takytan och avtog med djupet, Leijon et al (1980).

Bergarternas egenskaper

I Näslidengruvan har utförts ett omfattande borrhningsprogram. Borrhkärnorna har använts för bestämning av RQD, sprickindex samt deformations- och hållfasthetsegenskaper. Följande parametrar har bestämts:

elasticitet
enaxlig tryckhållfasthet
draghållfasthet
punktlasthållfasthet

Totalt har mer än 3 000 tester utförts i enlighet med ISRM:s normer, Stephansson (1980).

Sprickornas egenskaper

Sprickornas hållfasthet och styvhet har stor betydelse för stabiliteten i gruvan och är nödvändiga data vid modellarbetet. Samtidigt måste vi konstatera att det förekommer stora skillnader hos sprickornas parametervärden beroende på vald testmetod.

Sprickornas egenskaper i Näslidengruvan har bestämts genom

- fälttester (tiltförsök, ytråhetsmätning)
- laboratorietest i liten skjuvbox
- laboratorietest i stor skjuvbox

Fältförsöken finns redovisade av Barton (1980) tillsammans med en uppskattning av sprickornas hållfasthet enligt ett empiriskt samband. Laboratorietesterna samt en sammanställning av sprickornas egenskaper redovisas av Ludvig (1980).

Bergmassans egenskaper

Bergmassa betecknar berget med dess existerande diskontinuiteter. För att karaktärisera berg vid en modellanalys kan man i princip gå fram enligt följande

- (i) formulera deformationsegenskaperna hos var och en av bergarterna samt hos sprickorna och superponera dessa i modellarbetet

- (ii) formulera en ekvation för bergmassans deformations-egenskaper som inbegriper effekterna av bergarten och sprickorna
- (iii) kombination av (i) och (ii)

Alla dessa metoder har tillämpats i Näslidenprojektet. Borg (1980a) och Stephansson (1980) har bestämt bergmassans ekvivalenta elasticitetsmodul under antagande av att berget är isotropt. Vid analysen tillämpas de tidigare fastställda värdena på bergarternas elasticitetsmodul och sprickornas normalstyvhet. Vidare har Stephansson (1980) utvecklat en teori för bestämning av bergmassans egenskaper för korsande sprickgrupper.

Fyllens egenskaper

Fyllens egenskaper bestämdes med hjälp av fält- och laboratoriemetoder. Resultaten visade att fyllen, som består av anrikningssand, ur geoteknisk synpunkt kan betecknas som ej vattenmättad sandig silt, Knutsson och Börgesson (1980).

Med hjälp av ödometer-, triaxial- och skjuvförsök bestämdes fyllningens deformationsegenskaper i bruks- och brottstadiet. För fyllen i bruksstadiet i gruvan formulerades förenklade linjärelastiska och icke linjärelastiska last-deformationssamband för användning i FEM-modellen, Börgesson (1980).

4. MODELLBERÄKNINGAR

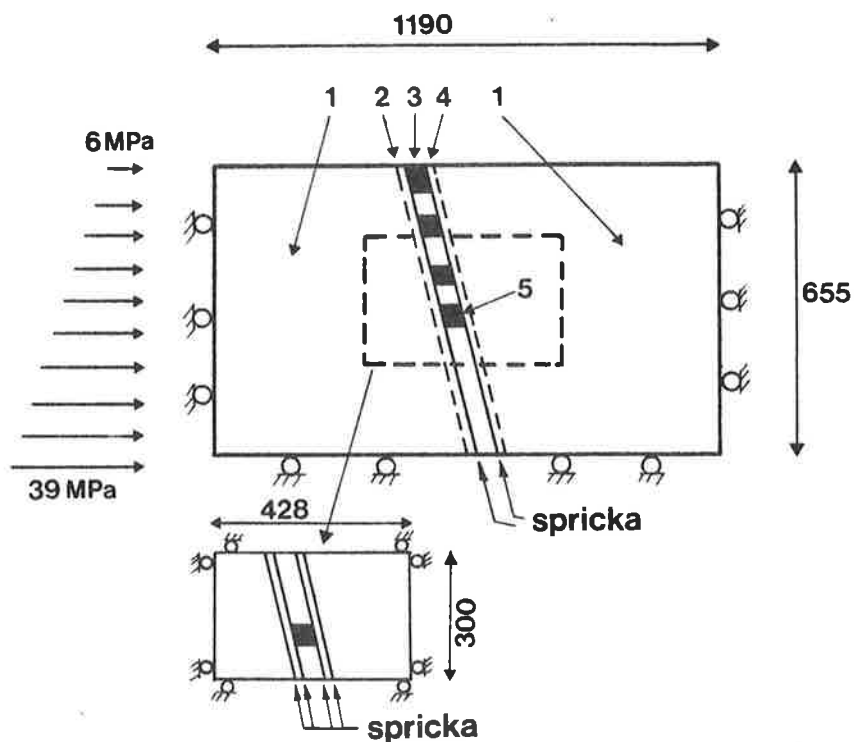
Modellberäkningar har utförts i samtliga fyra steg av projektet. Modellernas storlek och utformning varierades beroende på ändamålet. Olika aspekter av modelltekniken för Näslidengruvan har studerats (Borg 1980).

Med ledning av den geologiska situationen, geometri, existerande tektoniska strukturer samt parametervärden på bergarter och antagna värden på fyllens egenskaper upprättades den första geomekaniska modellen i steg 1 av projektet. Modellen i steg 1 avsåg främst kontroll av programvara och kontroll av modellstorlek i förhållandet till gruvöppningarnas storlek.

Modellerna i steg 3 användes för känslighetsstudier. Därvid varierades bergets deformationsegenskaper, det ursprungliga spänningsfältet och modellstorleken. Vidare uttestades en ny formulering för sprickelementet och sprickmodellens utformning (antal sprickrader, sprickornas egenskaper), (Groth, Jonasson 1980, Jonasson 1980). Resultaten av dessa studier låg till grund för utformning av de förbättrade modellerna i steg 4.

Modellerna i steg 2 och i steg 4 bildade underlag för jämförelse med gruvans reaktion. I båda stegen upprättades både en linjärelastisk modell och en sprickmodell. Sprickelementen simulerade svaghetsplanen som utgörs av omvandlingszonerna mellan malmkropp och sidoberg. En fullständig beskrivning av modellstrategin i Näslidenprojektet redovisas av Borg (1980 a).

Storlek, geometri och randvillkor för modellerna i steg 2 och steg 4 framgår av figur 8. Modellerna representerade hela gruvan från markytan ned till - 655 m avvägning. I modellerna simulerades brytningen av malmen i brytningsrummen 1, 2 och 3.



Materialgenskaper

Tvådimensionella element

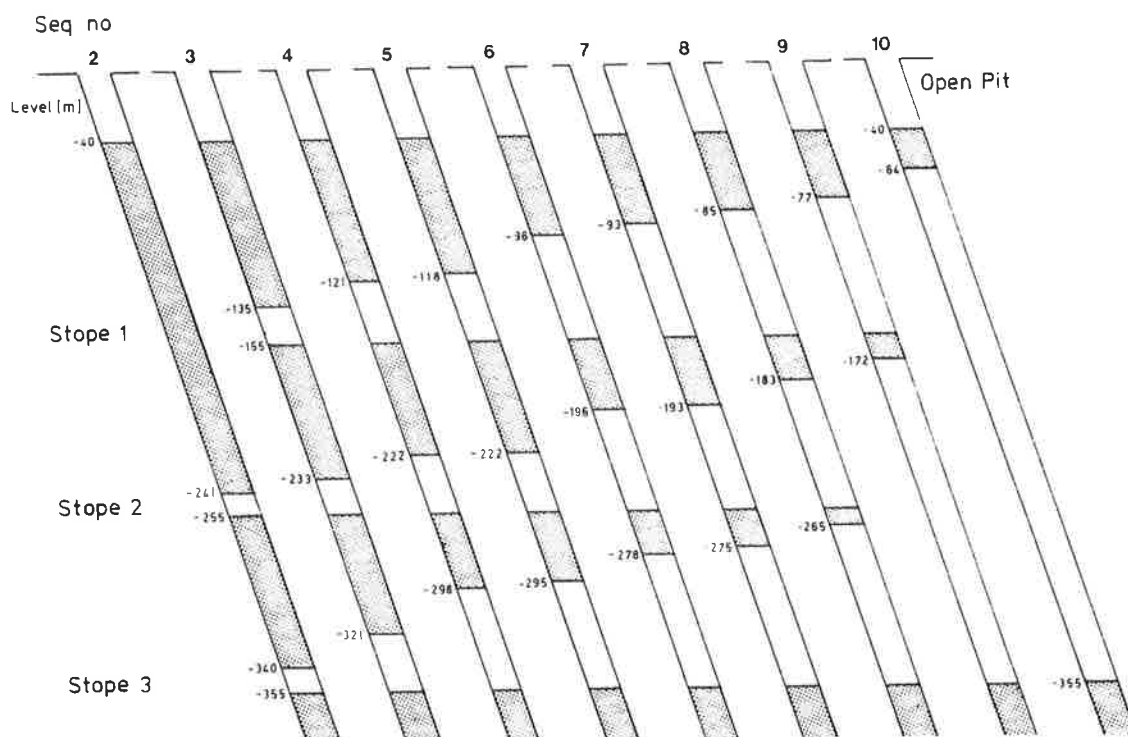
Material No.	Elasticitetsmodul (GPa)				
	1	2	3	4	5
Steg 2	45	15	110	6	0,032
Steg 4	30	10	150	10	0,032

σ_n (GPa)	Sprickelementstyvhet (GPa/m)			
	Skjuvning		Normal	
	20	40	20	40
Steg 2	56	112	$15 \cdot 10^3$	$56 \cdot 10^3$
Steg 4	0,8	1,6	24	64

Figur 8: Sammanfattande beskrivning av modellerna i steg 2 och steg 4

Summary of models in stages 2 and 4

Brytningens framskridande i de tre brytningsrummen simulerades vid olika tidpunkter som valdes med hänsyn till jämförelse med fältmätningarna. Brytningssekvensen som användes i steg 4 visas i figur 9.



Figur 9: Brytningssekvenser i steg 4
The mining sequences of stage 4

Ett exempel på beräknade deformationer kring brytningsrummen framgår av figur 10. Elementnätet är deformerat som följd av bergets reaktion på brytningen.

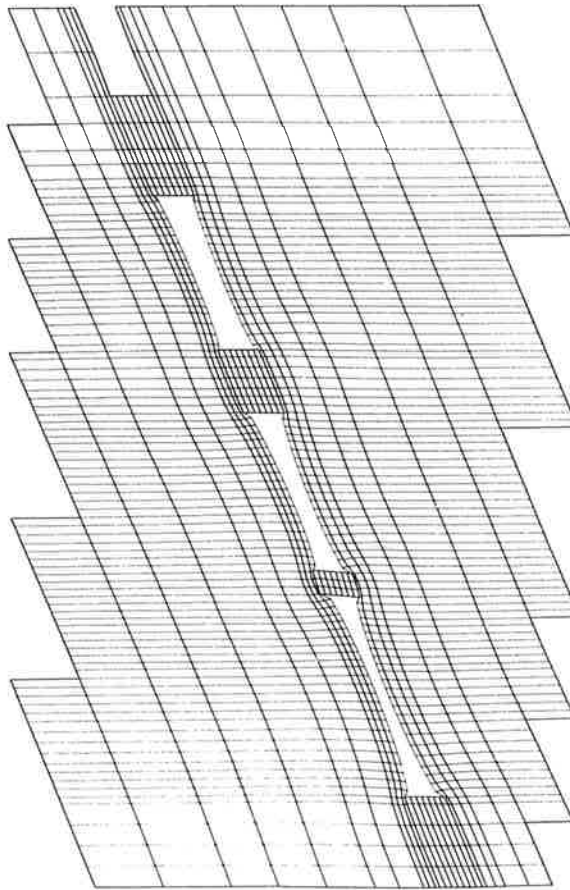
Sprickmodellen i steg 4 utformades som en detaljmodell, där endast brytningsrum 3 simulerades (se figur 8).

5. MÄTNINGAR OCH OBSERVATIONER AV BERGETS REAKTIONER PÅ GRUV-BRYTNINGEN

Observations- och mätprogrammet som startade samtidigt med gruvbrytningen år 1970, syftade i första hand till att öka kunskapen om igensättningsbrytningens bergmekanik. Efter starten av Näslidenprojektet modifierades mätprogrammet för att förbättra möjligheter till jämförelse mellan modell och gruva.

Uppläggningsen av observationsprogrammet syftar till:

- att kartlägga beteendet av hela gruvan som en konstruktion i berg. Höjd på bergrummen - konstruktionen - ökar i takt med brytningen tills hela malkroppen är utbruten. Själva brytningsrummet befinner sig vid överkanten av det återfyllda bergrummet
- att kartlägga de faktorer som styr brytningsrummens stabilitet. Detta bestäms av samspelet mellan malkroppen och den angränsande omvandlingszonen i häng- och liggvägg samt fyllen.



Figur 10: Deformationerna kring brytningsrummen (sekvens 8 i figur 9). Deformationerna är överdrivna. Maximala förskjutningen är 75 mm.
Deformations around mining excavations. Deformations are exaggerated. Maximum displacements are 75 mm.

Metodik

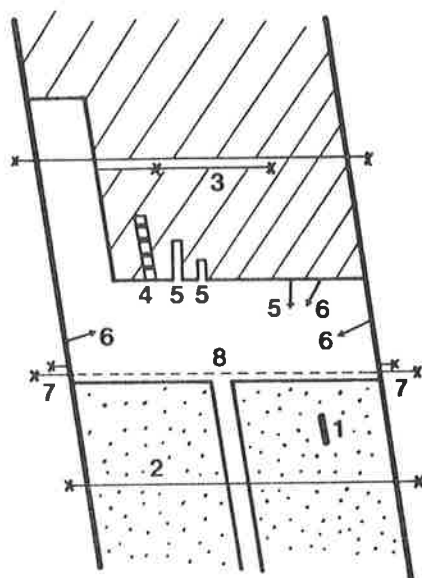
Metoderna som används är:

1. Visuella observationer av bergets sönderbrytning. Typ och omfattning av sönderbrytningsformerna ger information om de mekanismer och typer av belastningar som förorsakar brott. Observationen utförs främst i brytningsrummen och i fält-orterna som finns i liggväggen intill malmkroppen på 160, 260 och 360 m avvägning.

2. Mätningar av deformationer och spänningar i fyll och berg.
Mätningarna utföres på följande platser:

- a) de utbrutna och återfyllda bergrummen
- b) malmkroppen ovanför brytningsrummet
- c) brytningsrummets väggar och tak
- d) sidoberget

De olika typerna av mätningar som utföres framgår av figur 11 och mätningarnas omfattning och läge visas i figur 12.

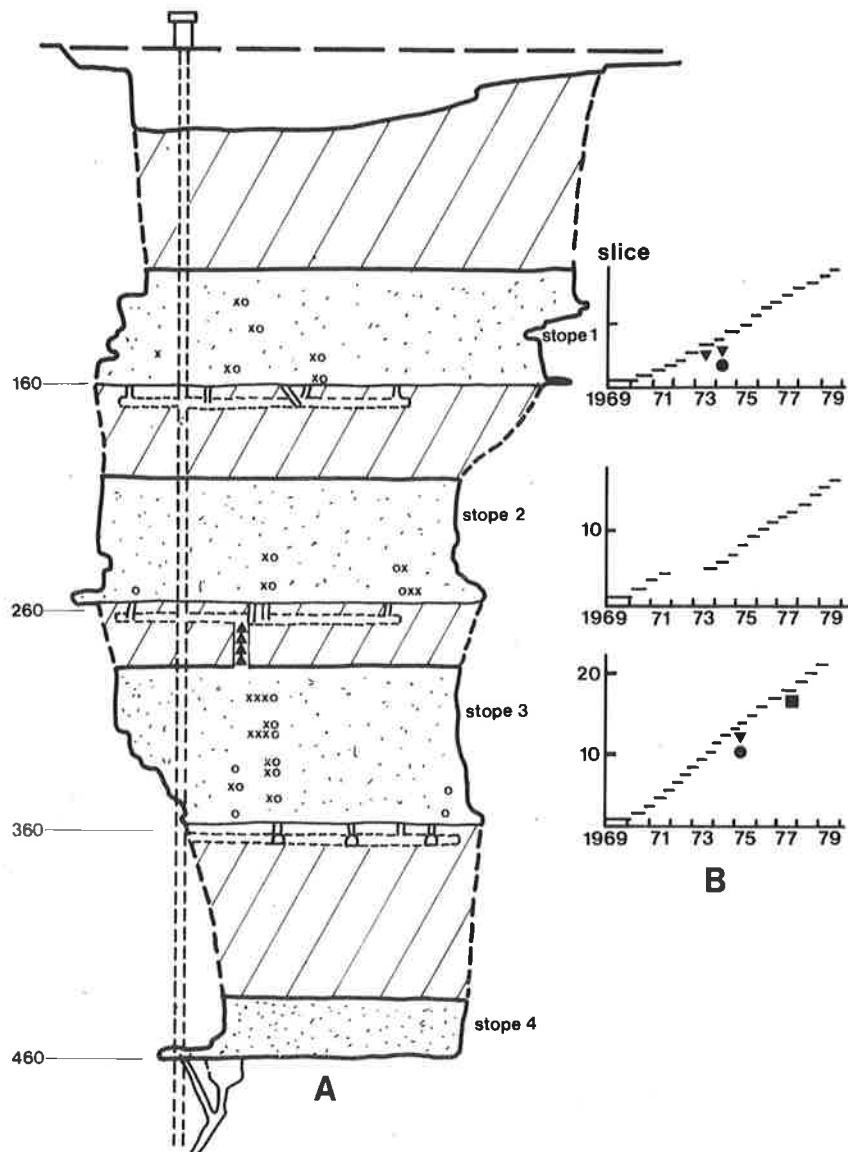


Figur 11: Fältmätningar i Näslidengruvan

- 1..trycket i fyllmaterialet
- 2..konvergens över det återfyllda brytningsrummet
- 3..konvergens över omvandlingszonen och/eller malmkroppen
- 4..spänningsmätningar i malmkroppen
- 5..taknedböjning
- 6..fotogrammetriska förskjutningsmätningar
- 7..horisontell deformation av omvandlingszonen
- 8..konvergens över det öppna brytningsrummet

Types of in situ measurements

- 1..fillpressure
- 2..convergence across backfilled excavation
- 3..convergence across alteration zone and/or orebody
- 4..stress measurement in orebody
- 5..roof deflection by levelling
- 6..photogrammetric displacement measurement
- 7..horizontal deformation of alteration zone
- 8..open stope convergence



Figur 12: Vertikalsnitt längs malmkroppen. Läget för fältmätningar (A) och brytningsförloppet (B)

- x ..trycket i fyllen
- o ..konvergens över det återfyllda brytningsrummet
- ▲ ..konvergens över omvandlingszonen och/eller malmkroppen
- ▼ ..takavsänkning
- ..fotogrammetrisk förskjutningsmätning
- ..horisontell konvergens över det öppna brytningsrummet

Vertical section along orebody, location of in situ measurements (A) and sequence of mining (B)

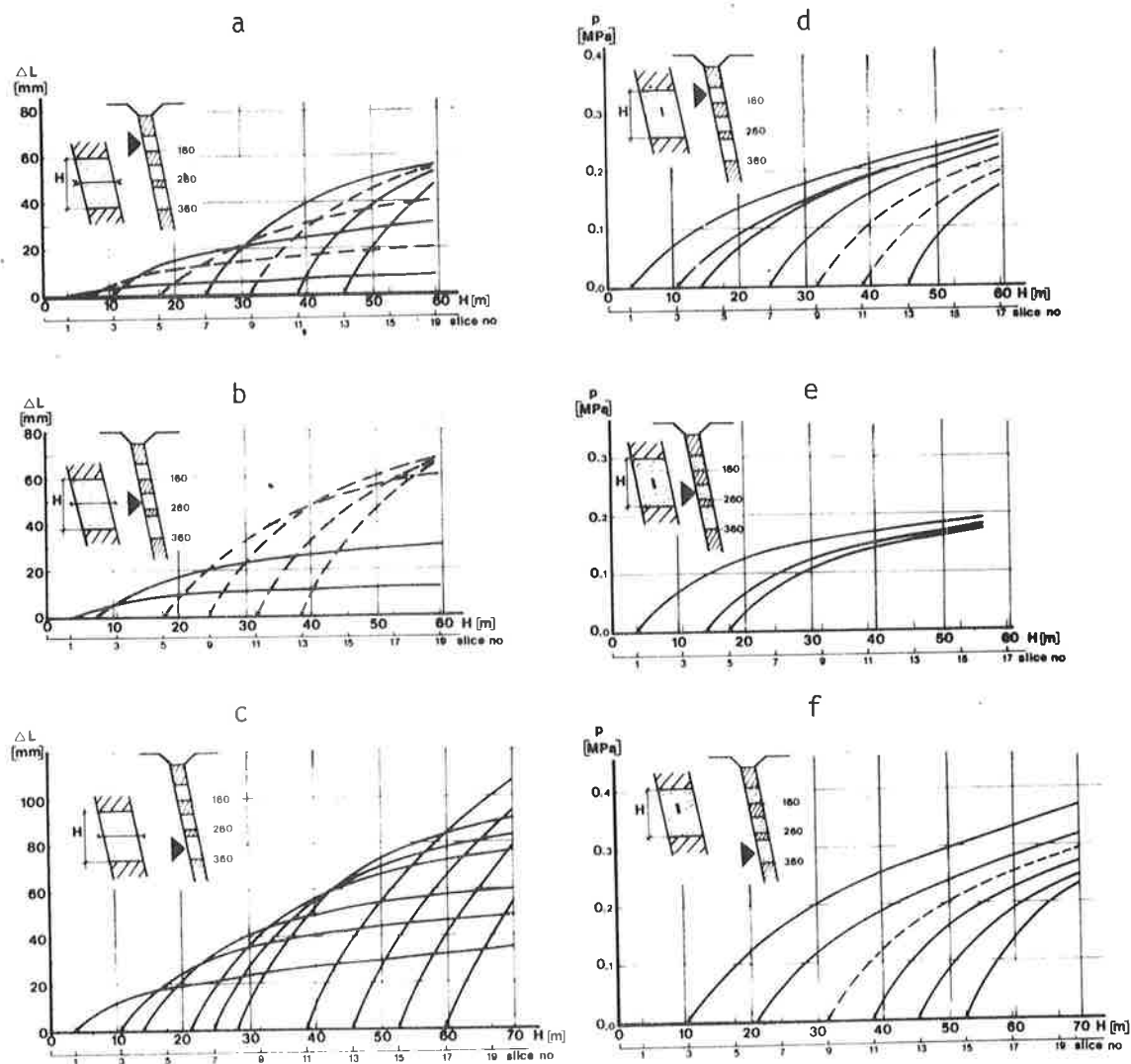
- x ..fill pressure
- o ..convergence across backfilled excavation
- ▲ ..convergence across alteration zone and/or orebody
- ▼ ..roof deflection
- ..photogrammetric displacement measurement
- ..open stope convergence

Resultat

Igensättningsbrytningens bergmekanik

Exempel på samband som är viktiga för gruvans reaktion som bergkonstruktion och som har kunnat kvantifieras (Nilsson och Krauland 1980) är:

- konvergens av det återfyllda bergrummet och trycket i fyllen som funktion av höjden hos det utbrutna bergrummet. Figur 13



Figur 13: Konvergens ΔL över det återfyllda bergrummet och trycket i fyllen P

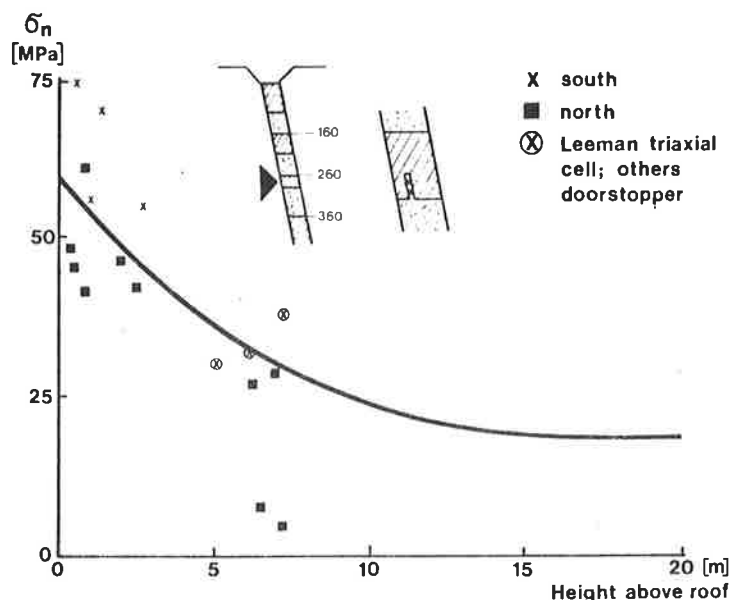
a..konvergens brytningsrum 1	d..trycket i fyllen rum 1
b.."- 2	e.."- 2
c.."- 3	f.."- 3

Convergence ΔL across backfilled excavation and fill
pressure P across stope

a..convergence stope 1	d..fillpressure stope 1
b.."- 2	e.."- 2
c.."- 3	f.."- 3

— measured
----- interpolated

- höjden på spänningsomlagringszonen i taket och horisontal-spännings storlek ovanför brytningsrummet, Figur 14.



Figur 14: Bergspänningsmätning i taket av brytningsrum 3
Stress measurement in the roof of stope 3

x..rummets södra del
■..rummets norra del
⊗..Leeman triaxial cell; andra
mätningar utförda med door-
stoppercellen

(σ_n normal to plane of orebody)
x..southern part of stope
■..northern part of stope
⊗..Leeman triaxial cell; other
measurements by means of
doorstopper cells

- höjden hos den kvarstående malmskivan vid vilken samverkan mellan bergrummen 1 och 2 uppstår.

I brytningsrummen har utförts mätningar och visuella observationer av brottfenomen. De resulterade i en god inblick i de brottmekanismer och faktorer som påverkar brytningsrummens stabilitet, se Figur 18 (Nilsson och Krauland 1980). Kunskap om brottmekanismer är nödvändiga för tolkning av mät- och beräkningsresultat och ger möjlighet att utveckla effektiva åtgärder för att förbättra brytningsrummens stabilitet.

Sammanfattningsvis kan konstateras att observationsprogrammet har resulterat i ökad förståelse för kvantifiering av de bergmekaniska processer som pågår i brytningsrummen i Näslidengruvan. Mätningar och observationer från andra gruvor t ex Kristineberg och Renström har gett värdefull, kompletterande information om alternativa brottmekanismer som förekommer under varierande geologiska förhållanden. Mätningar i dessa andra gruvor har även bekräftat, att deformationerna där är av samma storleksordning som i Näsliden.

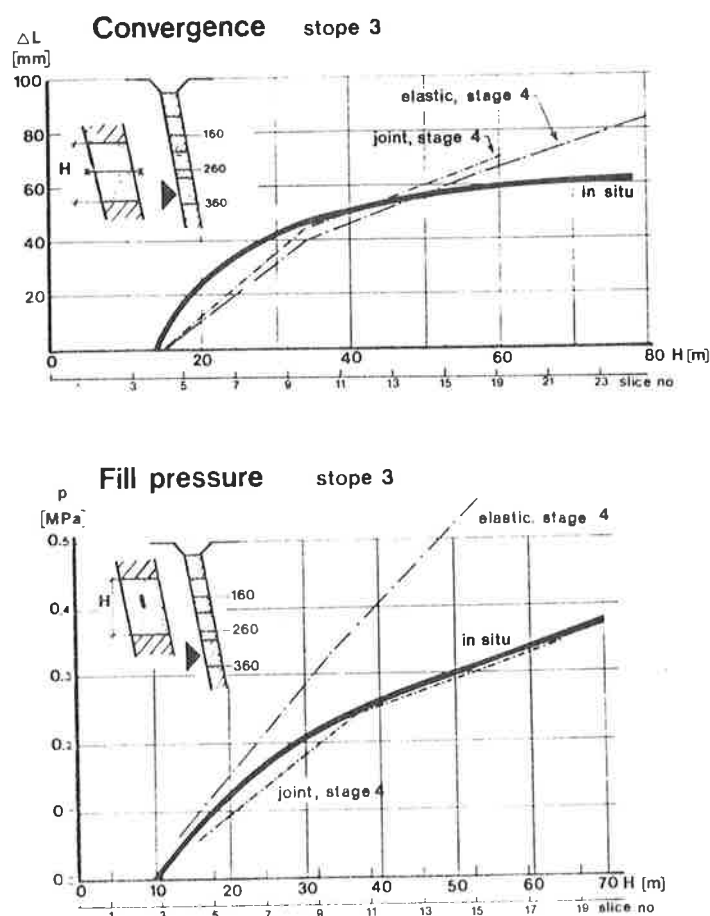
6. JÄMFÖRELSE MELLAN RESULTAT FRÅN FÄLTMÄTNINGAR OCH BERÄKNINGAR

Jämförelser

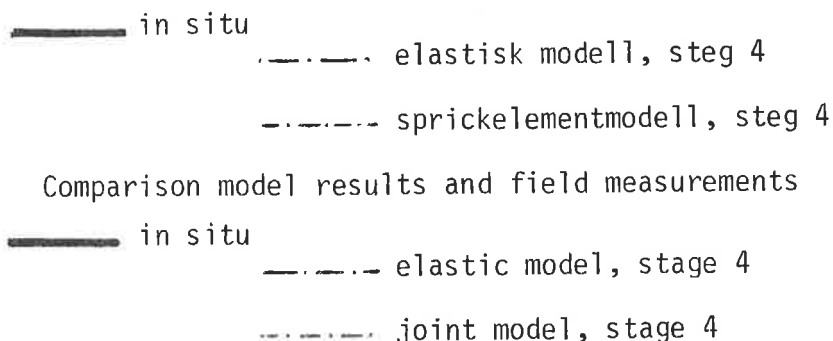
Jämförelserna mellan resultaten för beräkningar och fältmätningar har skett med avseende på trend och belopp. Med trend avses överensstämmelse i form hos resultatkurvor från beräkningar och fältmätningar. Överensstämmelsen har graderats med följande skala: 5 perfekt, 4 bra, 3 nöjaktigt, 2 dåligt, 1 ingen överensstämmelse. Felbeloppet har angetts som

$$\frac{\text{FEM} - \text{In situ}}{\text{In situ}} \times 100$$

Exempel på jämförelser visas i figurerna 15 och 16 och en sammanställning av resultaten av jämförelsen framgår av tabell 1.



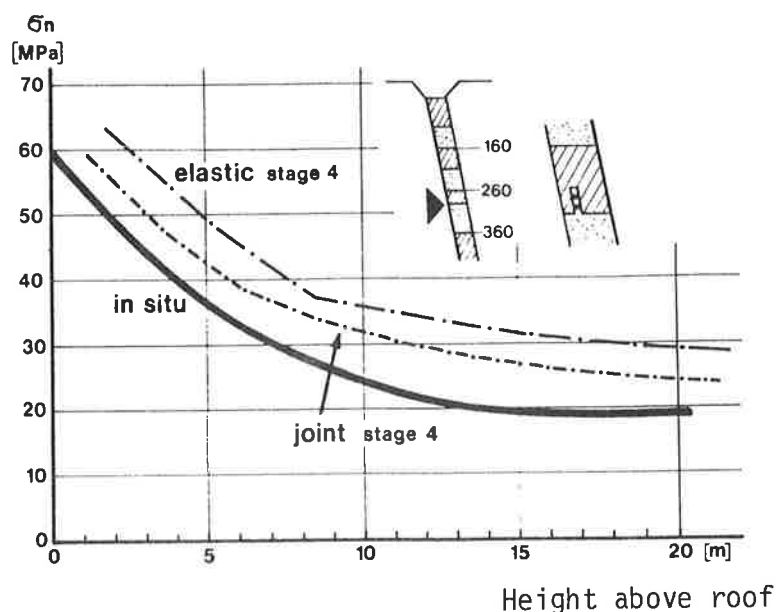
Figur 15: Jämförelse mellan beräknade och mätta värden



Tabell 1: Jämförelse mellan beräkningar och fältmätningar

Storhet	Steg 2				Steg 4			
	Elastisk analys		Sprickelements-analys		Elastisk analys		Sprickelements-analys	
	Trend	Avvikelse %	Trend	Avvikelse %	Trend	Avvikelse %	Trend	Avvikelse %
Tryck i fyll	2	37 ± 24	4	18 ± 8	1	54 ± 27	5	6 ± 10
Konvergens över återfyllda brytningsrum	3	28 ± 10	x		4	17 ± 11	4	13 ± 10
Konvergens i halv höjd av återfyllda brytningsrum	4	40 ± 10	x		5	8 ± 11	5	12 ± 3
Spänningar i malmen ovanför brytn rum 3	4	33 ± 21	x		5	46 ± 14	5	26 ± 9
Konvergens över malm och omvandlingszon	3	57 ± 45	x		4	27 ± 19	4	58 ± 38
Konvergens över malmen	4	118 ± 30	x		4	43 ± 6	4	27 ± 10
Takavsänkning	2	30 ± 34	3-4	24 ± 25	2	68 ± 12	4-5	60 ± 16
Förskjutning av hängväggen	3	40	x		3	40	4	17
Konvergens över höjden av det öppna brytningsrummet		18	x			6		3
Horisontell deformation av omvandlingszon		26	x			14		22

x) nära identiskt med elastisk analys i steg 2.



Figur 16: Horisontalspänningar i taket ovanför brytningsrum 3 (takavvägning 295 m) som funktion av höjden H ovanför rumstaket
Horizontal stresses in the roof above stope 3 (roof level in the model 295 m)

Jämförelse elastiska modeller steg 2 - gruvan:

- god överensstämmelse i trend, förutom med avseende på tryck i fyll och takavsänkning
- beloppen avviker $\pm 40\%$ i genomsnitt
- spänningsfördelningen i modellen omkring brytningsrummet medger ej tolkning av alla observerade brottmekanismer

Jämförelse elastiska modeller steg 2 - steg 4:

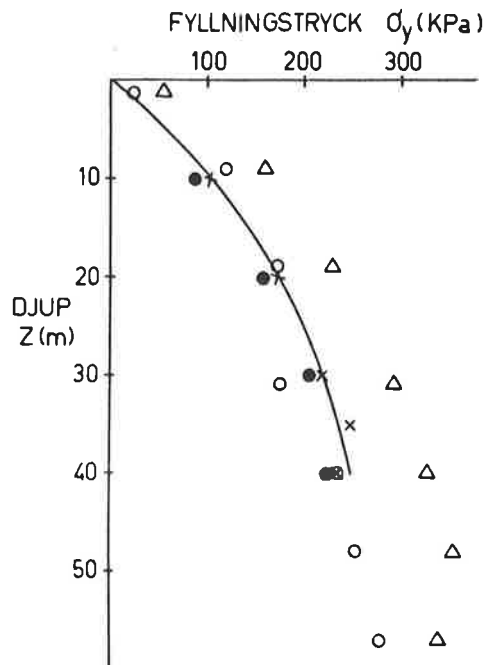
Den huvudsakliga skillnaden mellan steg 2 och steg 4 i modellerna ligger i valet av E-modulvärdena. Detta val modifieras i steg 4 på basis av känslighetsstudier och jämförelse med gruvan.

Resultat är

- minskning av genomsnittlig avvikelse i belopp från $\pm 40\%$ till $\pm 30\%$
- trenderna i stort oförändrade
- ingen förändring med avseende på brottmekanismer

Jämförelsen mellan elastiska modeller och sprickmodeller i steg 2 (styva sprickor, 2 sprickrader):

- förbättrad simulering av fyllningsmaterialets beteende (silo-effekt), fyllsimuleringen överensstämmer med en analytisk lösning för en silo med rörliga väggar (Knutsson 1980). Figur 17 visar en jämförelse mellan uppmätt och beräknat tryck i fyllen.
- förbättrad återgivning av takavsänkning



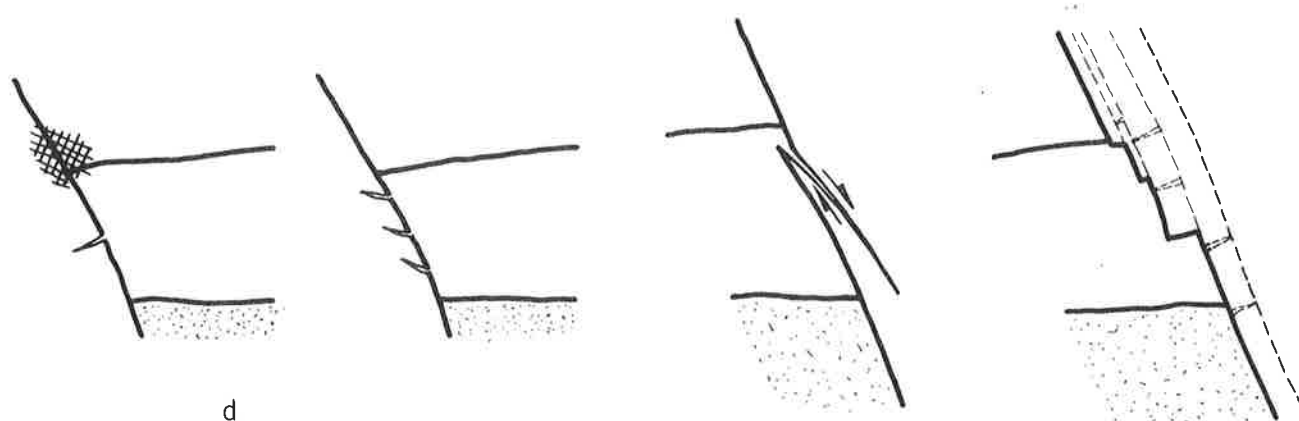
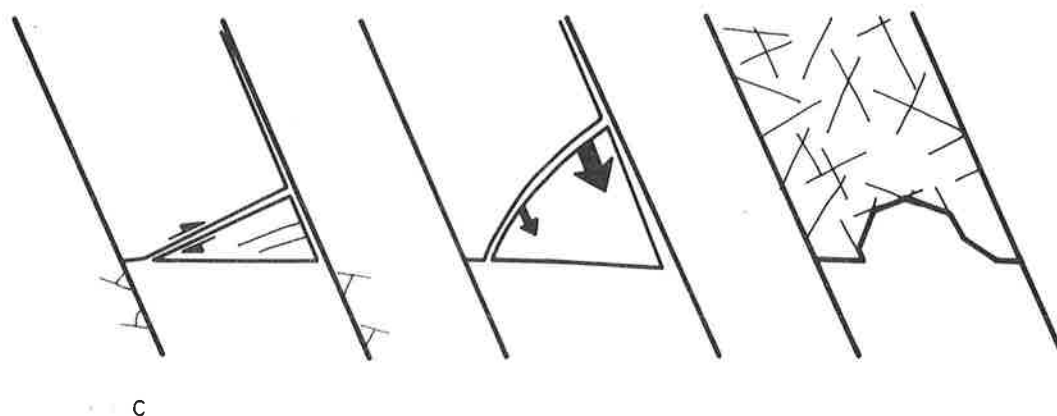
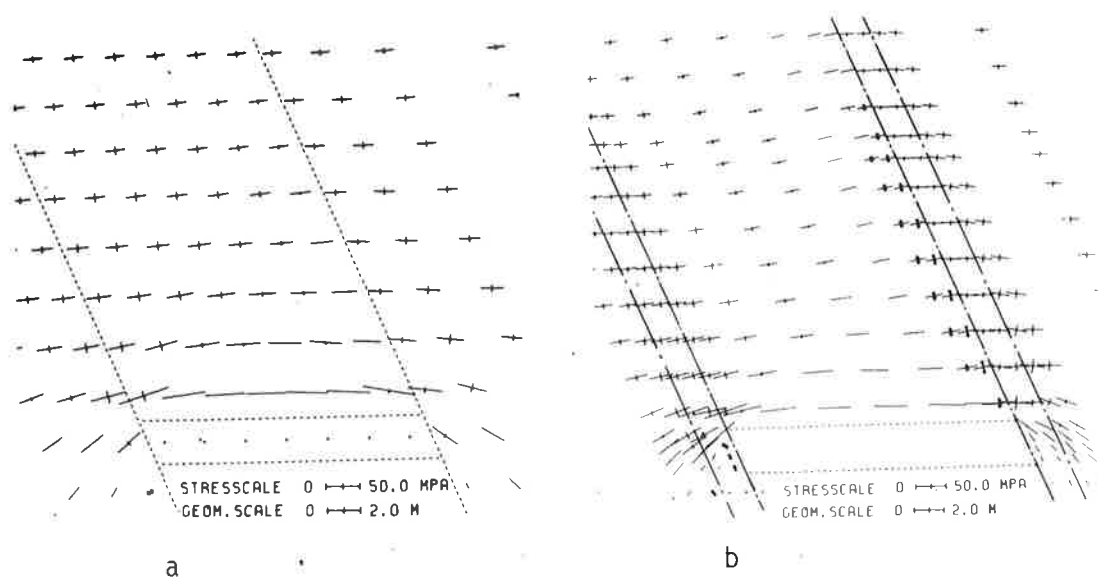
Figur 17: Horisontalspänningar σ_y i fyllen som funktion av djupet Z under fyllens yta
Horizontal fill pressure σ_y in the fill as a function of the depth Z below fill surface

- | | |
|---|---------------------------------------|
| x..uppmätt | x..measured |
| ●..siloteori | ●..silotheory considering convergence |
| Δ..FEM-resultat med konstant E-modul | Δ..FEM-model with constant E-modulus |
| ○..FEM-resultat med icke linjär E-modul | ○..FEM-model with nonlinear E-modulus |

Sprickmodellanalyserna i steg 4 visar: (mjuka sprickor, 4 sprickrader)

- förbättrade trender
- väsentligt förbättrad kvantifiering, speciellt för storheter som hängväggs förskjutning, konvergenser över malmkroppen och trycket i fyll. I andra avseenden obetydlig förändring.
- i sprickmodellen steg 4 uppträder dragspänningar ovanför brytningsrummet i malmen intill hängväggskontakten och parallella med den. Dessa dragspänningar är en följd av att sprickorna har gjorts mjuka. Denna spänningsfördelning överensstämmer med observationer av sönderbrytningsformer och deformationsmätningar.
- de observerade brottmekanismerna kan positivt korreleras med spänningsfördelningen.

En jämförelse av spänningsfördelningen omkring brytningsrum 3 för den elastiska modellen (figur 18a) och motsvarande för sprickmodellen (figur 18b) med de observerade sönderbrytningsformerna (fig 18c och d) indikerar sprickmodellens överlägsenhet.



Figur 18: Spänningsfördelning i (a) elastisk modell och (b) sprickmodell och sönderbrytningsformer hos taket (c) och sidoväggar (d)
 Stress distribution in (a) elastic model and (b) joint model and failure types observed in roof (c) and sidewalls (d)

Det har även varit möjligt att med sprickmodellen simulera effekten av etthängväggsras genom att analysera förskjutningarna och spänningsfördelningen i det kvarstående berget.

Slutsatser om modeller och parameterbestämning från jämförelser

Jämförelsen mellan två modelltyperna och situationen i gruvan har lett till följande synpunkter för bestämning av ingångsparameter och val av modelltyp:

a) Bestämning av ingångsparameter

- Variationen av E-modul påverkar avvikelens belopp men inte dess trend.
- Variationen av sprickegenskaperna medför väsentliga förändringar i spänningsfördelningen. Detta påverkar möjligheten att förutsäga olika brottmekanismer. Bestämning av sprickegenskaper ställer därför större krav på noggrannhet. Vi konstaterar också att variationsbredden i de uppmätta värdena för sprickparametrarna samt skaleffekterna är för stora för att tillfredsställa dessa noggrannhetskrav. God ingenjörsmässig bedömning ("good engineering judgement") är därför nödvändig för en realistisk uppskattning av sprickegenskaperna.

b) Val av modelltyp

När det gäller valet mellan elastisk modell och sprickmodell förordas den elastiska modellen för planering av brytningsgeometri och brytningsföljd. Planeringen har ofta karaktären av analys av gruvans reaktion i bruksstadiet. Där lämpar sig enkla, elastiska modeller.

För problem som behandlar den omedelbara omgivningen av ett brytningsrum eller annat bergrum där berget befinner sig i brottstadiet, ger en sprickmodell bättre kvalitativ information, speciellt med avseende på brottfenomen. Sprickelementen medför samtidigt större kvantitativ osäkerhet, främst beroende på svårigheten i parameterbestämningen.

7. RESULTAT OCH REKOMMENDATIONER

Bergmekanisk modellstrategi

Inom Näslidenprojektet har vi följt strategin för forskningsmodeller, d v s modeller som så noggrant som möjligt efterliknar verkligheten. Strategin för en forskningsmodell går ut på att genom återkoppling till gruvan och genom känslighetsstudier ständigt förbättra överensstämmelse mellan modell och gruva. Forskningsmodellernas syfte är normalt att vara ett instrument för kunskapsuppbyggnad. För Näslidenprojektets del tillkom uppgiften, att värdera graden av överensstämmelse för en teknisk modell.

En teknisk modell har till uppgift att vara ett hjälpmedel i praktiskt bergbyggande. Den är baserad på kunskap, som tagits fram i forskningsmodellen, men är förenklad för att öka överskådligheten och förenkla modellhanteringen.

Modellerna indelas i modeller för bruksstadier och brottstadier. I modellen för bruksstadiet användes en enkel, linjärelastisk bergmassa, eventuellt kompletterad med sprickelement för att efterlikna uthålliga svaghetszoner. Brottmodellerna användes för att studera olika typer av brott i bergkonstruktionen.

Modellerna för analys av gruvan i bruksstadiet har underlättat en utvärdering av de approximationer som introduceras vid beräkningarna samt hjälpt till att förstå i vilka avseenden bergmassan kan betraktas som linjärelastisk och när och var avvikelser uppträder. Avvikelserna kan sedan studeras närmare med brottmodeller. Med hjälp av de kunskaper som erhållits i projektet har det varit möjligt att ta fram en teknisk modell, som med en känd grad av noggrannhet beskriver bergmassan samt ange begränsningarna för denna modell.

I Näslidenprojektet har tillämpats en forskningsmodell. Resultaten visar att FEM-modeller och metoder för parameterbestämning kan användas i praktisk tillämpning.

Metoder för parameterbestämning

Geologi och strukturer

- en grundläggande geologisk modell av bergarter, stratigrafi strukturer och grundvatten fordras. Detaljerna i den geologiska modellen skall baseras på skillnader i mekaniska egenskaper och ej genetiska egenskaper.
- strukturgeologisk undersökning med måttlig insats ger bra underlag för modellarbetet.

Bergspänningar

- bergspänningsmätningar skall planeras noga med hänsyn till läge, bergartstyp, strukturer samt fördelning i rymden.
- för mätning i gruva vid låg belastning rekommenderas 3-dimensionella töjningsmätningar enligt överborrningsmetoden.
- för mätningar i gruva vid hög belastning och/eller hög sprickfrekvens rekommenderas 2-dimensionella mätningar (Doorstopper).
- relativt få mätningar ger god uppfattning om spänningsfältet.
- mätningarna i Näslidengruvan stöder antagandet i den tektoniska modellen med ett överskott på horisontalspänningar.

Bergarternas egenskaper

- ett fåtal prover av varje bergart är tillräckligt för bestämning av deras elastiska parametrar.
- bergargernas hållfasthet har icke nyttjats i modellarbetet men ger en god känsla för bergarternas allmänna egenskaper (brottkaraktär, sprödhet etc).

Sprickornas egenskaper

- stor spridning konstateras i parametrarna beroende på testmetoden. Skaleffekten är betydande.
- fortsatt metodutveckling krävs.

Bergmassans mekaniska egenskaper

- metodiken att bestämma bergmassans deformationsegenskaper baseras på
 - bergartens deformationsegenskap
 - sprickfrekvens
 - sprickornas styvhet
- nuvarande metod för bestämning av bergmassans deformationsegenskaper är tillräcklig för praktisk tillämpning.
- vid hög belastning närmar sig bergmassans deformationsegenskaper bergartens egenskaper.

Fyllens egenskaper

- materialmodell för brott- och bruksstadiet är framtagen och testad.
- vanlig geoteknisk undersökningsmetodik är tillfyllest.

Matematiska modeller

- BEFEM är en programvara som har utvecklats vid KTH och anpassats till praktiska tillämpningar. Den medger analys av 2D-modeller, sekventiell brytning, simulering av sprickor och svagheter. Sprickelementet har utvecklats. Goda grafiska rutiner medger rationell resultatpresentation,
- ADINA är en programvara som har tillämpats på speciella problem i Näslidenprojektet. Den medger 2D och 3D analyser med olika elementtyper och materialmodeller. Nya outputrutiner har utvecklats.
- graden av överensstämmelse har bestämts för modeller som upprättats på enbart ingångsparametrar och för modeller modifierade på basis av jämförelse med gruvan.

God överensstämmelse har uppnåtts för elastisk modell i bruksstadiet (belastning under brottgränsen). Införandet av sprickelement medför bättre simulering av fyllens beteende och takdeformationen.

I brottstadiet är jämförelsen med gruvan nödvändig för att bestämma överensstämmelsen med avseende på typ av brottmekanism. Sprickmodellen medger simulering av spänningar och deformationer före och efter brott och ras.

Fältmätningar och observationer i gruvan

Med hänsyn till mät- och observationsmetodik kan de viktigaste erfarenheterna sammanfattas sålunda:

- mätmetoder och mätningarnas omfattning har ständigt fått anpassas till frågor som uppstod vid den kontinuerliga utvärderingen av mätresultaten och uppföljningen av brytningen. En kontinuerlig resultatuppföljning är en nödvändighet
- allmänna rekommendationer vid val eller prioritering av mätmetoder samt mätningarnas omfattning kan inte ges, mätprogrammet måste vara problemorienterat
- redundans hos mätningar är viktig för att rätt bedöma mätresultatens tillförlitlighet
- nya metoder för deformationsmätning har utvecklats och anpassats till igensättningsbrytningen. Ett exempel är fotogrammetrisk deformationsmätning som medger mätning av rörelsevektorer i rymden
- visuella observationer av sönderbrytningsprocesserna är viktiga för förståelsen av de bergmekaniska processerna och mätresultaten. Systematisering och klassificering av observationerna är väsentligt svårare än mätningarna, fortsatt utvecklingsarbete är angeläget.

Igensättningsbrytningens bergmekanik

- fältobservationer och fältmätningar har ökat kunskapen om en gruvas reaktion på brytningen av malm samt de faktorer som bestämmer stabiliteten i ett enskilt brytningsrum.
- matematiska modeller har
 - fördjupat insikten om igensättningsbrytningens bergmekanik
 - möjliggjort förbättrad tolkning av fältmätningarna
 - lett till metoder för kvantifiering av de olika parametrarnas inflytande
 - gett möjlighet till extrapolation från nuläget till framtida brytningssituationer
 - lämnat resultat som använts för planering av fortsatt brytning och fältmätningar i gruvan.

8. TILLÄMPNING

Tillämpningsområde

Tillämpningsområdet för Näslidenprojektets metodik är i första hand planering och analys av bergrum i bruksstadiet. Viss tillämpning för brottstadiet är möjlig. Detta kan synas vara en allvarlig begränsning hos tekniken men innebär i praktiken ett stort användningsområde. Anläggningsindustrin strävar efter att bygga säkra bergrum och dessa planeras att fungera i bruksstadiet. Inom gruvindustrin strävar man efter ett maximalt utnyttjande av naturresurserna, vilket innebär att man ofta arbetar nära brottstadiet. Under större delen av gruvans livstid ligger dock

belastningsnivån inom bruksstadiet.

De problem som kan lösas med matematiska modeller i samband med bergbyggande kan grupperas enligt följande:

Bruksstadiet

Planering och genomförande av brytning

Inverkan av följande faktorer kan analyseras

- geometrisk utformning
- brytningsföljd
- bergets uppbyggnad och sammansättning (större diskontinuiteter och inhomogeniteter).
- bergspänningar och andra typer av belastningar
- spridningen av bergegenskaper och bergspänningar

Kontroll av bergkonstruktionen

- modellen används för planering av fältmätningar
- jämförelse av konstruktionens reaktioner med modellens visar var och i vilken utsträckning konstruktionens beteende avviker från förväntade bruksstadiereaktioner.

Dimensionering av bergkonstruktionen

Beräkning av belastningar och deformationer medger:

- lokalisering av högt belastade områden
- riskanalys och bedömning av förstärkningsbehov
- simulering av förstärkningsåtgärdernas effekt i bruksstadiet.

Brottstadiet

Simulering av progressiva brott med befintligt BEFEM-program är ej möjligt annat än med sprickelement.

Användning av sprickelement tillåter simulering av en rad problem som är viktiga i bergbyggandet:

- simulering av markanta diskontinuiteter, som t ex skölar, utpräglade svaghetszoner
- konsekvensen av ett ras till följd av diskontinuiteter kan simuleras om brottgeometrin är känd
- simulering av förstärkningsåtgärder i närheten av diskontinuiteter.

Modellstrategi

Vid tillämpning av matematiska modeller på praktiskt bergbyggande är kraven på modellformulering och parameterbestämning helt beroende av problemets karaktär och den önskade noggrannheten.

Frågeställningarna ovan är angivna i ordning av ökad komplexitetsgrad och ökade krav på parameterbestämning. Studier i brottstadiet bör alltid kompletteras med variationsstudier av sprickparametrar med hänsyn till osäkerheten i bestämning av sprickornas parametrar.

För att göra modellerna till praktiska och kostnadsmässigt acceptabla instrument bör de göras så enkla som möjligt utan att syftet går förlorat. För tillämpningsmodeller föreslås därför strategin enligt figur 19. En väsentlig aspekt i denna strategi är användning av variationsstudier med enkla modeller för bestämning av noggrannhetskraven på ingångsparametrar - detta kan ge väsentligt reducerad kostnad för parameterbestämning samt bättre underlag för bedömning av resultatens tillförlitlighet.

9. FORTSATT HANDLINGSPROGRAM

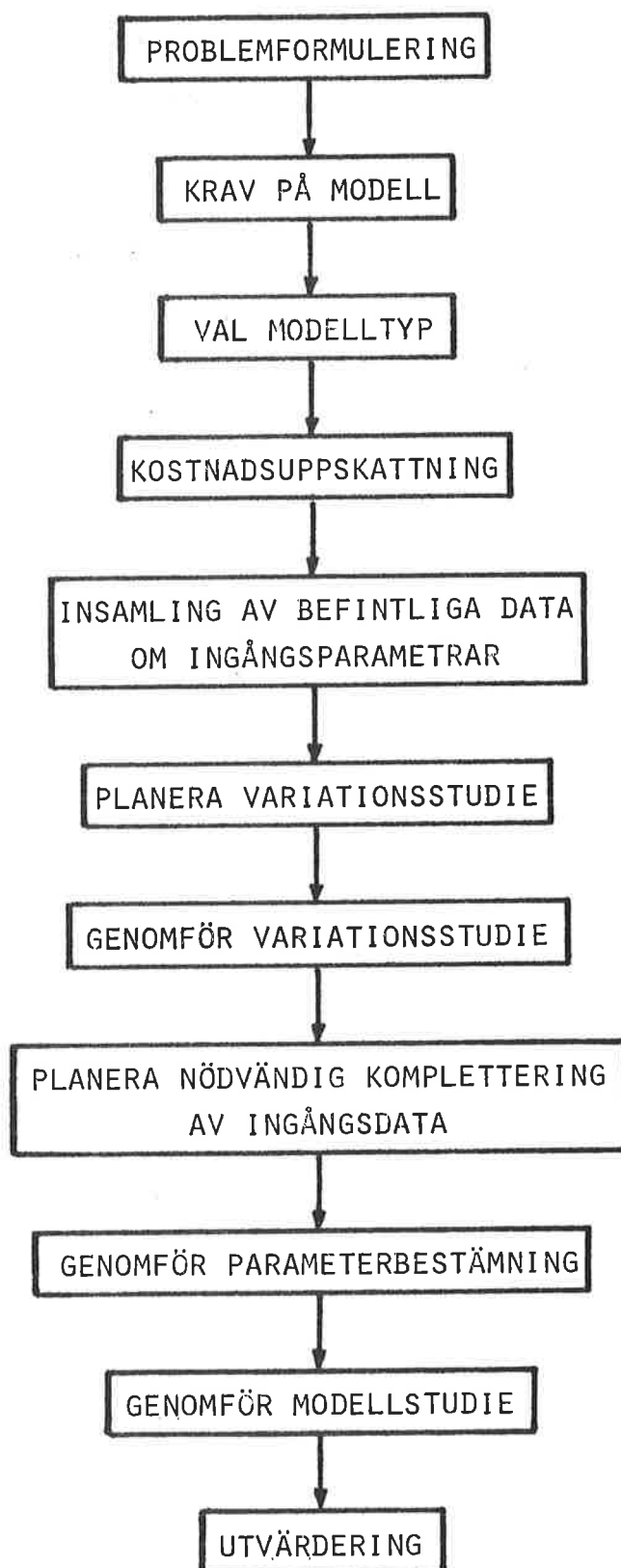
Projektet befinner sig idag, mars 1981, vid inledningen till steg 5, som behandlar tillämpningen av FEM-metoden på praktiska problem, jmf Fig 2. Beslutet att fortsätta forskningen efter varje slutfört steg har föregåtts av en noggrann utvärdering och analys.

Avrapportering, konferens och internationell granskning

Den primära informationen om projektet och resultaten i varje projektsteg föreligger i form av ca 60 forskningsrapporter, fördelade på ca 15 författare.

Resultaten i forskningsrapporterna har vidare bearbetats och sammanställts i 17 vetenskapliga uppsatser på engelska som presenterades vid konferensen Application of Rock Mechanics to Cut-and-Fill Mining, 1-3 juni 1980 i Luleå. Vid konferensen deltog ca 100 experter från över 20 länder. Alla vetenskapliga bidrag från konferensen kommer att samlas och tryckas i en bok. Boken publiceras av Institution of Mining and Metallurgy, London och beräknas vara färdig för distribution under våren 1981.

Direkt efter konferensen skedde en granskning av resultaten i Näslidenprojektet av en delegation på åtta internationella experter. Granskningsgruppen enades efter mötet om ett uttalande där det sägs att forskningsprojektet gett berömligt resultat och att kunskaperna är sådana att FEM-analyser kan tillämpas på praktiska problem inom bergmekaniken. Resultatet har lett till beslut om att fullfölja steg 5 av projektet.



Figur 19: Strategi för upprättandet av en teknisk modell
Strategy for design of a technical model

Bergmekanisk beräkningsgrupp i Luleå

Under hösten 1980 organiserades en Beräkningsgrupp i bergmekanik vid Högskolan i Luleå med ekonomiskt stöd från Stiftelsen Bergteknisk Forskning och Högskolan i Luleå. Arbetet kommer att följas av en referensgrupp med representanter från industri, konsulter, forskningsorgan och högskola. Beräkningsgruppen som består av forskare, datakonsult och programmerare kommer att arbeta med tre uppgifter (i) utveckling av bergmekaniska beräkningsmetoder, (ii) beräkningsarbeten för interna forskningsprojekt samt (iii) beräkningsuppgifter från industri och konsulter.

Beräkningar vid KTH

Beräkningsarbeten med programmet BEFEM och andra finita element program för berg- och jordmekaniska problem kommer också att utföras vid Institutionen för jord- och bergmekanik vid KTH. Dessutom kommer BEFEM att göras allmänt tillgängligt vid Stockholms Datorcentral QZ mot att en viss avgift för täckande av programunderhåll tas ut.

Manual om tillämpning av FEM i bergmekanik

Med utgångspunkt från resultaten av Näslidenprojektet kommer projektgruppen att utarbeta en manual som brukarna av FEM i bergmekanik skall kunna följa. Manualen skall ange metod och arbetssätt för de olika stegen i modellarbetet alltifrån parameterinsamling till utvärdering av resultaten.

Manualen och de vetenskapliga resultaten i forskningsrapporter och artiklar bildar stommen i en informationskampanj som kommer att rikta sig till industri, konsulter och institutioner.

Fortsatt forskning

Inom ramen för Näslidenprojektet pågår planeringsarbetet för steg 5. Detta steg avser en tillämpning av FEM-analyser på bergmekaniska problem. I projektet avser vi fortsätta analyserna av igensättningsbrytningens bergmekanik och särskilt nedåtgående igensättningsbrytning (NIB), prognos för stabiliteten vid fortsatt brytning i Näslidengruvan, stabiliserande effekter med pelaravsättning samt fyllmaterialets stabiliserande inverkan.

Inom ramen för beräkningsgruppens arbete kommer det att utföras en fusion av programmen BEFEM och ADINA samt utveckling av modellteknik för analys av bergförstärkning.

REFERENSER

Presentation av Nöslidenprojektet ingår i "Proceedings of the Conference on Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining", Luleå, June 1-3, 1980, Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981 (i tryck)

B. Kolsrud,
The Nösliden Project, why, what for and how

N. Krauland,
The FEM-model of the Nösliden Mine, requirements and limitations at the outset of the project

O. Stephansson,
The Nösliden Project - Rock Mass Investigations

B. Leijon, H. Carlsson,
A. Myrvang,
Stress measurements in the Nösliden Mine

G. Swan,
Stiffness and associated joint properties of rock

B. Ludvig,
Nösliden Project - Direct shear tests of filled and unfilled joints

N. Barton,
Estimation of in situ joint properties, Nösliden Mine

L. Börgesson,
The Nösliden Project - mechanical properties of hydraulic backfill

T. Borg,
The Nösliden Project - FEM modelling strategies

P. Jonasson,
Shear behaviour of joint elements in the BEFEM Code

T. Groth and P. Jonasson,
Application of the BEFEM Code to the Nösliden Mine models

T. Groth
Description and applicability of the BEFEM Code

T. Borg,
The Nösliden Project - Sensitivity aspects of FEM-calculations

G. Nilsson and N. Krauland,
Rock mechanics observations and measurements in the Nösliden Mine

N. Krauland, G. Nilsson and P. Jonasson,
The Nösliden Project - comparison of rock mechanics observations and measurements with FEM calculations

S. Knutsson,
The Nösliden Project - stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in situ measurements

L. Börgesson,
The Näsliden Project - comparison of hydraulic backfill measurements with FEM calculations

SUMMARY

Mechanization of cut-and-fill mining has resulted in larger span of mine openings as well as in demands on lower frequency of disruptions due to mine stability problems. These demands arose due to the heavy investment in machines as well as in preparation works per stope. Better knowledge of the rock mechanics of the mining method became a necessity.

For this purpose it was decided to run a systematic monitoring program from the very start of mining at Boliden's Näsliden Mine in order to obtain a comprehensive record of the reaction of the rock mass to mining.

It was also recognized that, for the purpose of prediction of future mining conditions, the use of reliable numerical models for mine design would be an advantage.

The access to rock mechanics observations of the Näsliden Mine made it possible to evaluate the reliability of numerical modelling techniques as a practical planning tool in mining. This evaluation is the aim of the Näsliden Project.

The project was organized in five stages:

1. Data collection and preliminary calculations
2. Establishing a FEM-model of the Näsliden Mine, based exclusively on the input parameters in stage 1 and comparison of model and mine behaviour
3. Sensitivity aspects of the FEM-model and supplementary determination of input data
4. Development of an improved model based on sensitivity analysis and information of input data
5. Application of the results to practical mining situation. This stage is not part of the study hitherto carried out.

Stages 1 - 4 were financed mainly by the Swedish Board for Technical Development and the Swedish Rock Mechanics Foundation.

The project was carried out in cooperation between Boliden Mineral AB, the Royal Institute of Technology and the University of Luleå.

The behaviour of models is compared with in situ measurements and observations. Good general agreement was found for elastic models. Introducing joint elements along the contacts of the orebody with the sidewalls resulted in significantly improved model behaviour with regard to fill behaviour and stress distribution around the stopes. This proved to be important for an understanding of observed failure modes.

Recommendations are given on methods for determining input parameters, on areas of application for models based on the FEM-methods used and strategy for model work.

Future activities are outlined which aim at encouraging the use of mathematical models to practical problems in mining and rock excavation.

DISKUSSION

Forskningsdirektör Sten Bjurström, BeFo

Tanken är att vi nu skall diskutera tillämpning av forskningen kring bergteknik och datorsmetoder. Det mångåriga forskningsarbetet har nu till vissa delar lämnat forskningsstadiet och man förutsätter att företag m fl i sin planering och i övrigt där det passar kommer att utnyttja framtagna metoder. Jag kan nämna att i BeFo's nya ramprogram finns flera insatser som alla syftar till att underlätta för våra huvudmän att själva utnyttja dessa verktyg. Vi tror att utvecklingen går åt det hållet, att det som tidigare varit specialistkunskap på en högskola kommer att till stor del hanteras direkt vid företagen i framtiden. Jag skulle gärna vilja få synpunkter och kommentarer kring detta.

Tekn.dr. Sten G.A. Bergman

En aspekt av Näslidenprojektet, som väl inte har berörts, gäller projektadministrationen. Industrin, d v s Boliden, fick ledningsansvaret och också det finansiella ansvaret för projektet. Detta gjorde att högskolornas forskare kom att tvingas in under de ramar och krav som industrins arbetsmetoder och arbetssituationer ställde. Det tror jag har varit en på sätt och vis lärorik erfarenhet. Inom referensgruppen fick vi väl intrycket att akademikerna ibland fann det frustrerande att ställas inför de tidskrav och finansiella krav som industrin måste ställa. Hur det nu än är, så är naturligtvis akademiska forskare i många avseenden bortskämda med stor individuell frihet. Detta kunde kanske belysas något.

Att forskningsprojekt läggs upp som Näslidenprojektet tror jag skulle kunna få viss positiv betydelse för framtiden. Alla vet att det klagas över svårigheterna att få bra forskare till högskolorna. En orsak anses vara att när forskarna väl är färdiga licentiater och doktorer, ja då visar det sig att industrin inte är särskilt intresserad att ge dem jobb. Denna tendens är så klar att många potentiella förmågor avstår från forskningsbanan. Projekt av typ Näsliden borde kunna öka närkontakten mellan industri och högskoleforskning, så att industrin dels upptäcker att forskarna kan utnyttjas praktiskt, dels får tillfälle att intressera dem för aktuella problemställningar. Ove kanske vill kommentera detta.

Slutligen, Ove nämnde att projektet bedömts av en internationell granskningsgrupp (Review Board) som grundligt satt sig in i det utförda arbetet. Omdömet var att den vetenskapliga kvaliteten var "berömlig" (commendable). Av kanske större intresse var att gruppen, som bestod av ingenjörer med vidsträckt praktisk erfarenhet av planering och dimensionering av igensättningsbrytning menade, att FEM-tekniken i Näslidenprojektet visats vara

praktiskt användbar som planeringsinstrument. Detta omdöme bildar en god bas för nästa steg i projektet - att sammanfatta rutiner för praktisk användning. Det utgör också en rekommendation till gruvindustrin: Utnyttja FEM-metoden för gruvplanering!

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

Det är klart, att i starten var vi forskare väldigt oroliga när man avsåg att driva ett forskningsprojekt på samma sätt som ett industriprojekt med nätplanering, täta projektgruppsmöten, avrapporteringspunkter etc. Jag reste väl, inte bara skäggstubb, utan borsten stod på ryggen på mig. Jag var tveksam till det i inledningsskedet, men har fått krypa till korset. Jag tror inte Näslidenprojektet, som är ett tillämpat forskningsprojekt, skulle ha varit framme vid målet utan den här extra hårda administrativa styrningen. Det beror mycket på att vi har varit så många olika institutioner och forskare som har arbetat i projektet. Det har rört sig om ett 20-tal forskare spridda på 4-5 institutioner. Enda chansen att hålla ihop det var genom en projektorganisation med professionella projektledare och det har Boliden ställt upp med under hela projektet. Det har funnits en projektadministratör som bl a har undervisat forskarna i projektadministration. Skall jag sammanfatta så har jag bytt åsikt lite grand när det gäller att planera ett forskningsprojekt av den här karaktären. Det har varit en positiv erfarenhet att arbeta som forskare på det här sättet i Näslidenprojektet. Däremot tror jag inte att projektadministration i den här formen är möjlig att använda i grundforskningssammanhang. Där är det andra lagar som styr, t ex den vetenskapliga miljön, kreativiteten och forskaren själv - som skall göra stegen framåt.

Fil.lic. Torbjörn Hahn och tekn.lic. Ulf Keijer, TEDAB

Vi vill ge några synpunkter på finita elementmetodens användning vid bergprojektering.

Finita elementtekniken har tillämpats i bergsammanhang utomlands i mer än 15 år. På senare tid har tekniken vunnit insteg i Sverige främst i samband med några större bergtekniska undersökningar (t ex Näslidenprojektet) och vissa mer ovanliga berganläggningar (CDL-utredningen, stor spännvidd för fortifikatorisk anläggning, etc). Man kan dock säga att det f n råder stor osäkerhet om analytiska metoders, speciellt då FEM-teknikens, praktiska nytta i bergprojekteringssammanhang.

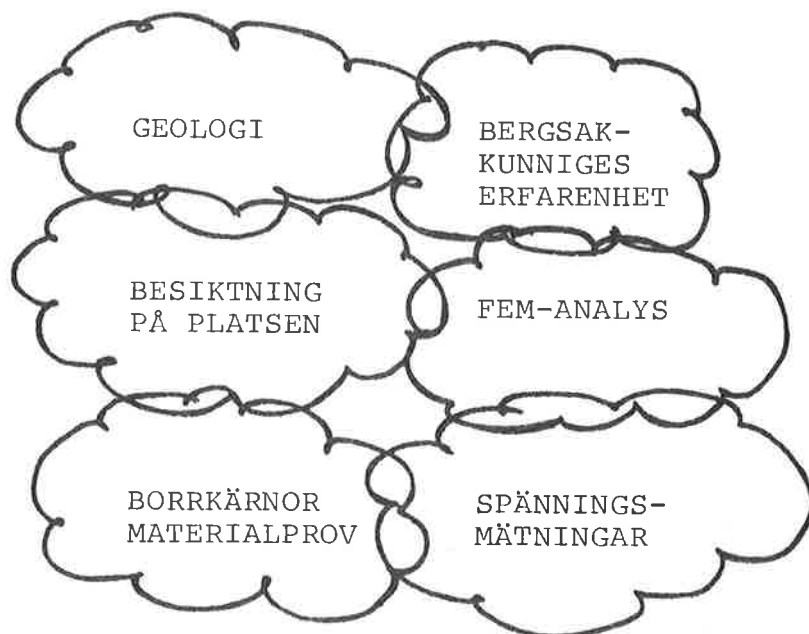
Först kan konstateras att de beräkningar som är redovisade för de flesta projekt som är genomförda i Sverige har varit mycket omfattande, tagit lång tid och kostat mycket pengar. Näslidenprojektet har dessutom givit möjlighet till en avstämning av beräkningsresultaten med t ex uppmätta deformationer. I ett av FortFs projekt har information funnits att tillgå om rådande bergspänningar i visst läge och borrhärdor har tagits för att undersöka bergets sprickstruktur. Betydande resurser har alltså satsats i dessa projekt på kombinationer av åtgärder där FEM-beräkningar utgör en komponent i samverkan med andra.

Vidare kan påpekas det faktum att analytiska beräkningar och således också FEM-metoden, ger resultat i form av numeriska värden. Inom den vanliga konstruktionstekniken kan dessa värden i regel stämmas av mot normerade värden. Kriterier erhålls därmed för huruvida en viss lösning av det aktuella problemet kan accepteras eller måste förkastas. Inom bergtekniken föreligger inte sådana kriterier. Resultaten av beräkningarna kommer därför alltid att bedömas med ett avsevärt mått av subjektivitet.

En tredje sak som spelar stor roll för en bedömning av hur finita elementmetoden på lämpligt sätt bör användas i bergsammanhang är att FEM-modellen i olika avseenden skiljer sig från det berg man egentligen vill beskriva. Framför allt råder stor osäkerhet om sprickstruktur och materialparametrar. Rådande bergspänningar är också i regel okända. Till detta kan läggas att FEM-beräkningar för bergproblem i huvudsak utförs med tvådimensionella modeller. Detta innebär utan tvivel en förenkling som ytterligare understryker att resultaten från en FEM-beräkning skall tolkas med försiktighet.

Användningen av finita elementmetoden medför dessutom att ett rätt stort arbete med att sätta upp indata måste utföras. Detta arbete tar flera dagar även för rätt enkla modeller. Detta innebär bl a att resultat från en beräkning inte kan erhållas förrän efter ganska lång tid. Vid den tidpunkten kanske resultatet, vare sig det är rätt eller fel, inte har så stort värde längre.

Diskussionerna ovan leder till att finita elementmetoden i bergsammanhang endast kan ses som ett komplement till andra möjligheter att förbättra informationsmaterialet i samband med bergprojektering. Figuren nedan beskriver detta.



De något luddiga konturerna skall illustrera att den information som finns att tillgå till sin natur är förhållandevis "mjuk". Spänningsmätningar, det vet vi, ger i bästa fall endast ungefärliga värden. Dessutom kan man av kostnadsskäl endast erhålla värden från enstaka mätpunkter. Såväl spänningsmätning som

borrprov underlåts ofta just på grund av kostnaderna. Även den i sig "hårda" finita elementmetoden måste fås att framstå som "mjuk" i konturerna för att passa in i mönstret i figuren. Den bergsakkunnige projektören bör kunna utnyttja FEM-tekniken på i princip samma sätt som han använder övrig tillgänglig information, inklusive sin egen erfarenhet. Det är alltså viktigt att framhålla att separata omfattande FEM-beräkningar i regel ger resultat som blir för "hårda" (i den här använda meningen) för att kunna utnyttjas vid vanlig bergprojektering.

En "mjukare" tillämpning av FEM, med aktivt deltagande av bergprojektören ställer å andra sidan krav på den programvara som används. I det här sammanhanget kan det vara tillfyllest att påpeka följande.

Indata för ett givet problem skall kunna ställas upp snabbt och resultatpresentationen skall vara problemorienterad, d v s den skall lätt kunna göras förståelig för den ansvarige bergteknikern. Likaväl som indata skall vara lätta att skapa måste det vara lätt att göra förändringar i datamodellen. Beräkningsresultaten ger upphov till nya frågeställningar, känslighetsanalys med avseende på en eller fler parametrar (t ex bergtryck, materialegenskaper) eller man vill förfina själva elementnätet i något intressant område kan vara skäl för ytterligare analys med delvis förändrade indata. Ett iterativt arbetssätt förordas alltså. Därmed kan ofta något enklare FEM-program väljas då normalt baserade på linjärt elastiska materialmodeller.

Vidare är det mycket fördelaktigt om användaren kan kommunicera med dator och sin FEM-modell på ett smidigt sätt. Ett interaktivt arbetssätt där datorprogrammet tillåter en form av dialog mellan den bergsakkunnige projektören och själva datamodellen anses ge de bästa förutsättningarna för att den fackmässiga bedömningen så långt som möjligt skall kunna påverka beräkningsmodellen. Det ligger slutligen i sakens natur att grafisk datateknik bör utnyttjas för att visualisera såväl datormodellen som beräkningsresultaten.

Vid FortF har utvecklats datorprogram som är baserade på de premisser som här har nämnts i korthet. De har också framgångsrikt använts i samband med bergprojektering på det vis som översiktligt antytts ovan. /1/ Den teoretiska bakgrunden för det interaktiva datagenereringsprogrammet, kallat GEORGE, har också redovisats /2/. Figuren nedan är hämtad härifrån och visar en FEM-modell av omgivningen av ett bergrum med randvillkor och laster samt en detalj av elementnätet. För närmare beskrivning av figurerna hänvisas till /2/.

Sammanfattningsvis kan sägas att finita elementmetoden kan vara ett lämpligt verktyg vid bergprojektering i kombination med mer traditionella metoder. En analytisk behandling medför automatiskt att de bergmekaniska frågeställningarna aktualiseras i ett tidigare skede i projekteringen till gagn för projektet som helhet. Till detta kan läggas att bergmekaniken har stort intresse vid många utlandsjobb där berget ofta är sämre än här i Sverige. Väl genomförda och redovisade analytiska beräkningar

Tekn.dr Håkan Stille, KTH

Jag vill säga något om det här med finita elementmetoden. Jag tycker att det går lite troll i det här pratet ibland. Finita element är ju en beräkningsmetod som vilken som helst. Den ställer i sig inga speciella krav på indata, utan vad som ställer krav på indata det är den noggrannhet jag vill ha i resultatet. Det visar sig här, åtminstone som jag uppfattade det från Näslidenprojektet, att man med enkla modeller och elastiska betraktelser kan komma rätt långt. Liknande resultat kommer att redovisas i eftermiddag när vi pratar om deformationsmätning, ett hjälpmedel vid T-banebygget, där man också med enkla, elastiska finita element-analyser kan komma rätt långt i sina betraktelser och funderingar över stabiliteten. Jag tycker därför inte att man skall överdriva problemet med parametrarna i indata. Jag håller med Torbjörn Hahn om att det mest tidsödande och därmed dyraste i dag är att vid själva FEM-beräkningen göra upp nätet och inte att välja parametrarna för bergets egenskaper på vissa utförda borrhningar.

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

Jag skulle vilja skissa en möjlig framtida utveckling inom bergmekanisk dimensionering. Den har sin förebild bland maskinkonstruktörerna, där man i dag talar om något som heter CAD, som står för Computer Aid Design. Man kan alltså tänka sig att vi som bergmekaniker har en programdatabank i centrum. I den finns finita elementprogram, randelementprogram, finita differensprogram (FDM) etc. Som indata har vi att välja geometrier, materialdata och randvillkor. Dessa genereras automatiskt. På utsidan har vi olika former av output. Det kan vara spänningsbilder eller deformationsbilder. Detta kan vi alltså i dag göra en ram omkring och kalla för CAD. Vi är på väg dit. Jag kan berätta att den centrala programdatabanken där bl a finita elementprogrammen inom bergmekanikområdet finns, håller på att utvecklas av Institutet för tillämpad matematik, och avdelningen för konstruktionsteknik i Luleå deltar i det arbetet. Det betyder att när man i en framtid arbetar med finita elementprogram kommer man att arbeta interaktivt med datorn och göra sina inloggningar och välja sitt program med hänsyn till det problem man skall lösa.

Civilingenjör Gunnar Wijk, Atlas Copco MCT

Om man vänder sig till högskolan, där ni nu etablerar en särskild beräkningsgrupp för sådan här verksamhet, och ber om hjälp med ett bergmekaniskt problem i en gruva, då frågar man sig: Vad kostar det? Hur betalar man och vad får man för garantier?

Professor Ove Stephansson

Jag vill poängtera att det faktum att vi bygger upp en grupp i Luleå inte betyder att vi vill ha till stånd en konkurrens med de existerande konsultföretagen. Vi har sagt det, och jag vill upprepa att vi avser att fungera under ett uppbygggnads-skede till dess konsulterna har det erforderliga kunnandet.

Så fort som möjligt vill vi få ut det ur högskolan och låta konsulterna ta hand om det. Det är konsulter och industri som skall ha det som sina verktyg. Säg att du vill göra en beräkning av ett problem i en gruva, och du vänder dig till beräkningsgruppen. Det finns då, av universitets- och högskoleämbetet uppsatta taxor, som vi på högskolorna skall följa. Det normala är att man upprättar ett kontrakt över vad som skall göras och där ingår timdebiteringar och kostnadspåslag till avdelningarna. Du frågade också vad det kostar. Det kan kosta allt mellan några hundra upp till flera tusen kronor för en körning och beroende på typ av problem eller hur omfattande du vill göra din analys: Vi måste naturligtvis se problemet innan vi kan säga vad det kostar.

INVESTIGATIONS AND ANALYSIS FOR A CRYOGENIC UNDERGROUND STORAGE IN SANDSTONE, NIGG, SCOTLAND

Tekn. dr Håkan Stille, Hagconsult och Inst. för jord- och bergmekanik, KTH
Civ. ing. Lars Lundström, Hagconsult

Background

Cromarty Petroleum Co (CPC) plan to construct an underground cavern storage facility in the sandstone bedrock underlying their site at Nigg Point, Ross-shire, Scotland. The facility will be used to store liquid petroleum gases and other hydrocarbons. Some of these are planned to be used for cryogenic storage, i.e. propane and ethylene.

The aim of the investigations was to determine the possibilities of using the Nigg Point sandstone for cryogenic storage of gas in unlined caverns.

The investigation programme contains three main parts, the field work with sampling, laboratory testing of the sandstone and analysis of the thermo-mechanical properties of the rock mass.

Geology

The geology of the Cromarty Firth region has been treated in several papers, e.g. by H. Miller (1841), T. Phemmister (1960) and others. According to these and to the present investigation the bedrock of almost the entire area consists of Old Red Sandstone in the shape of a great syncline the axis of which trends NE-SW. The central parts belong to the Upper Old Red Series, whereas the eastern and western areas are covered by Middle Old Red Sandstone. In the northeasternmost and southeasternmost corners are found older rocks of metamorphic types, e.g. the contorted schists of North and South Sutor.

In the east, there is the still active Great Glen Fault, striking about NE-SW, forms a natural border. Minor faults with the same general trend are found in the whole area.

Slight folding may occasionally be observed.

The originally more or less horizontally layered sandstones with spectacular and beautiful current bedding, ripple marks, mud cracks etc. - have during the subsequent diagenesis hardened to form a more or less homogeneous sandstone rock, visibly red or yellow in colour, with interbedded thin layers of grey shale and/or limestone. The whole sequence has been uptilted and the sandstone strata are today inclined about 70° to the west. In the process of folding, uptilting etc. numerous small faults developed, as evidenced by the ever present slickensides in the diamond drill cores. (See fig. 1)

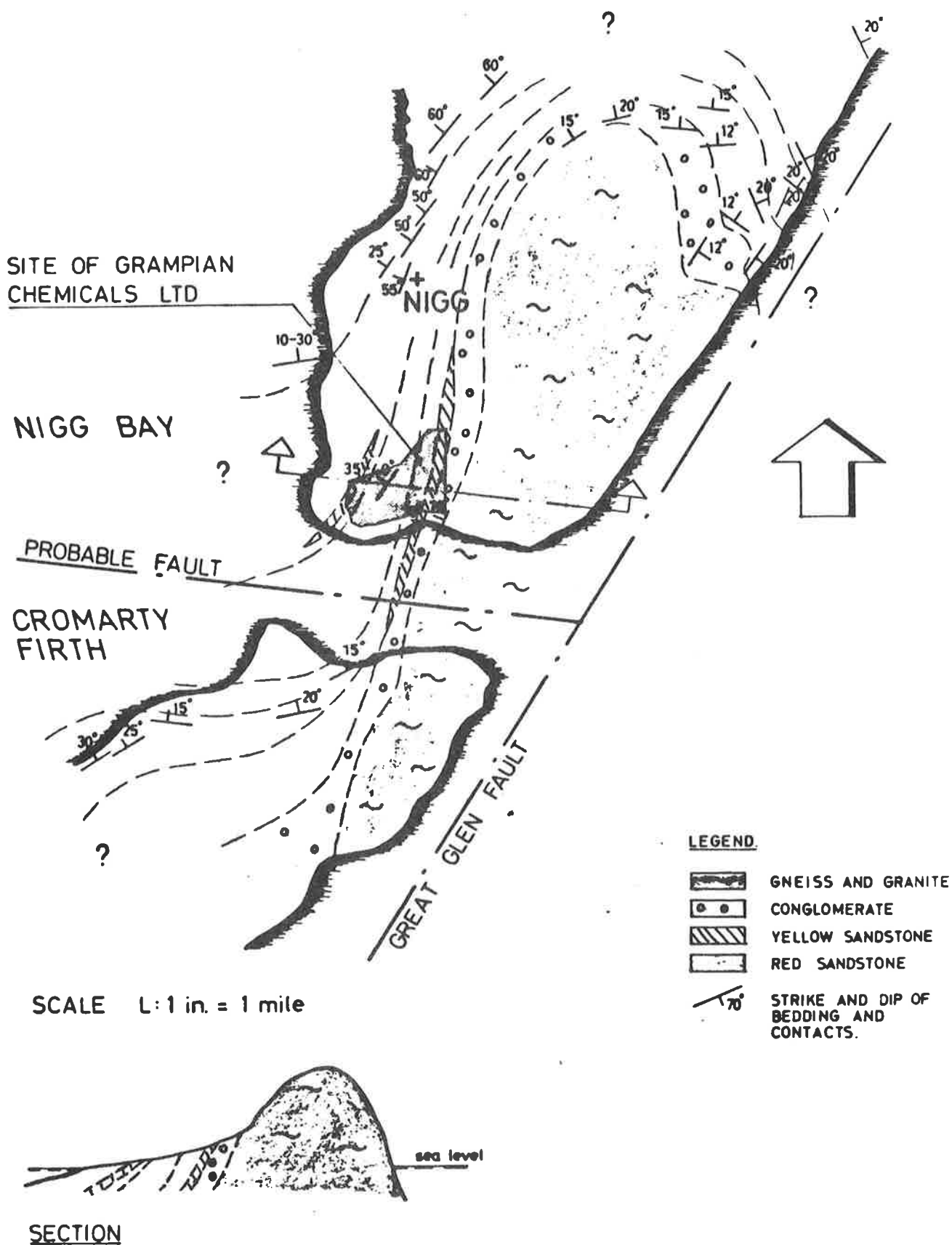


Fig. 1. The investigated area.

Field work

CPC commissioned Encore Drilling Ltd to carry out a drilling programme to recover rock samples from six boreholes at the Nigg Point Site. The positioning and lengths of the holes were chosen with regard to the preliminary lay-out of storage plant worked out by CPC and their consultant Sentab. As the rock samples should be taken at planned rock cavern levels, existing drill holes were extended where their locations were suitable. Four of the existing holes were extended, two new holes were drilled.

The cores have a diameter of 35 mm, except for DH 3/80 where the diameter is abt. 42 mm (for the triaxial tests). The diameters chosen were agreed upon after discussions with British Gas Cooperation and their consultants.

Water pressure tests were carried out in five of the holes using a single packer system.

Field mounted equipment was used to make point load tests on core samples while still near the natural state and at ambient temperature.

Laboratory tests

The laboratory tests which were performed at the Institute of Technology, Dep. of Soil and Rock Mechanics in Stockholm comprises the following.

- Point load tests at five temperatures down to -65°C , some of which were at ambient temperatures as a check of the field testing values.
- Triaxial tests at two temperature levels, at $+15^{\circ}\text{C}$ and -10°C .
- Thermal conductivity tests at two temperature levels, at $+10^{\circ}\text{C}$ and -20°C .
- Heat capacity tests.
- Thermal expansion coefficient tests.
- Clay seam tests, shear box tests. Oedometer tests were also planned but the samples were too much disturbed during the drilling performance. Therefore these tests were elucidated.

Some of the results from the laboratory tests are shown in fig. 2-4 and table 1.

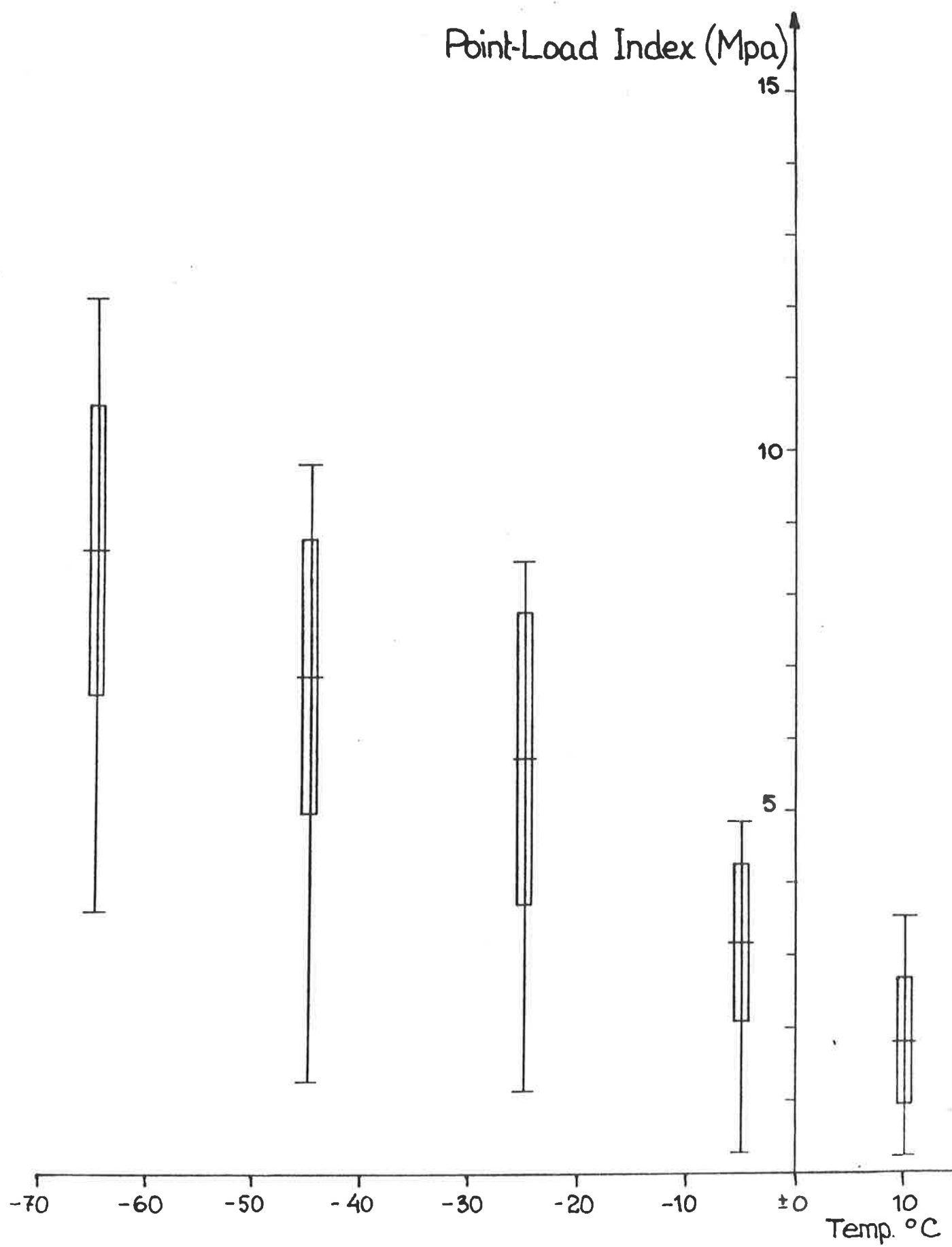


Fig. 2. Point-load tests.

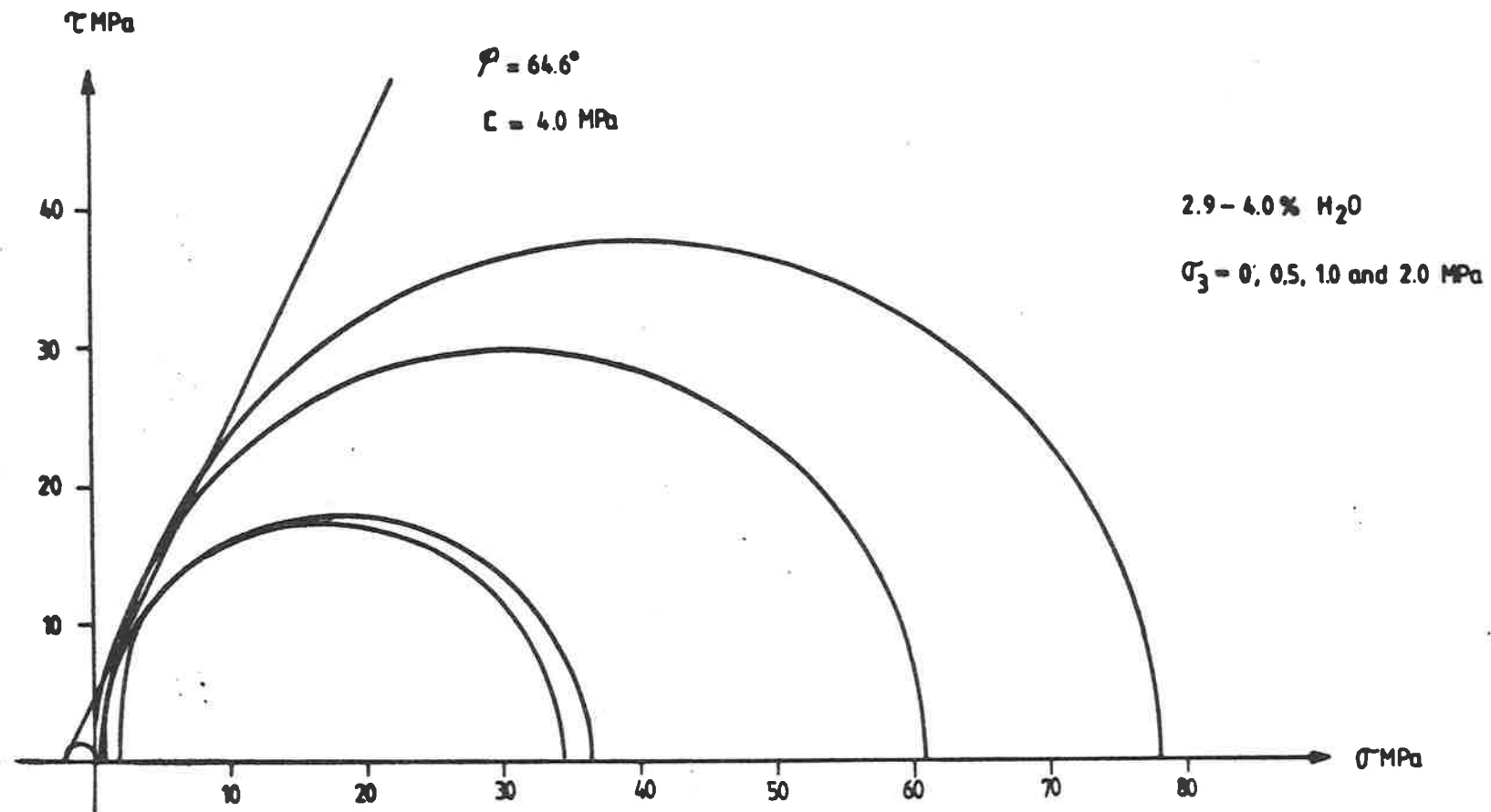


Fig. 3. Triaxial tests. Mohr-Coloumb failure criterion, $+10^\circ\text{C}$.

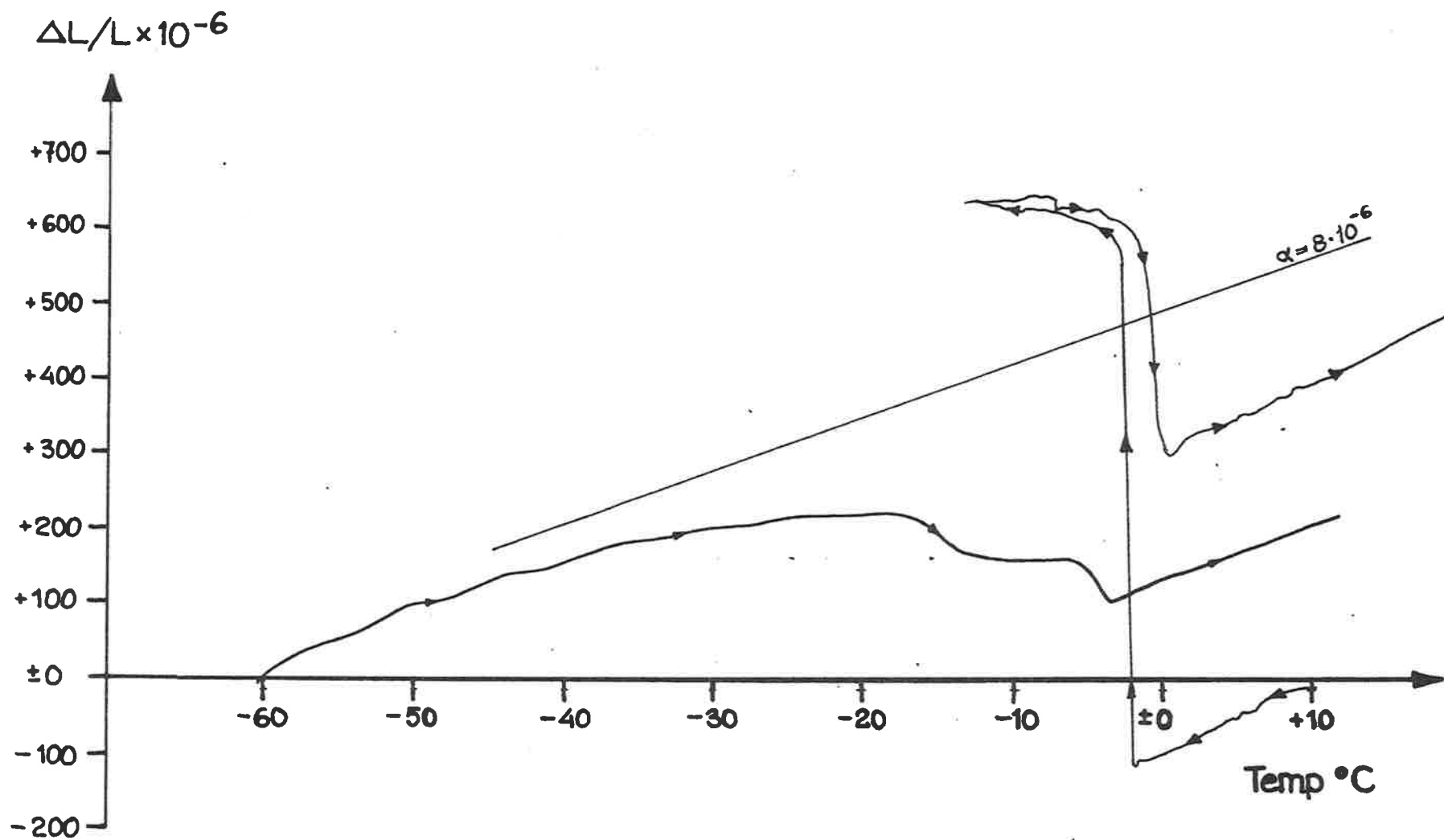


Fig. 4. Dilatometer test.
Sandstone with natural water content.

Table 1. Properties of Nigg Sandstone

Porosity	abt. 9 %
Density	2400 kg/m ³
Thermal conductivity	3.0 W/m ⁰ C
Specific heat	860 Ws/kg ⁰ C

Two things are interesting to comment, one is the increasing strength of the rock with decreasing temperatures and the other thing is the thermal expansion of the samples.

We found that the relationship between thermal expansion of the water saturated rock with temperature is non linear, see fig. 4. No confirmatory results can be found from published literature on the subject.

We noticed that the effect dissapears rapidly as the water content in the rock is reduced, and also that the process is not reversible. The values of the thermal expansion above 0°C and below -30°C correspond quite well to the values in published literature ($\sim 8 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$).

Rock mechanical analysis

Analysis of the stability of unlined rock caverns for the cryogenic storage of gas is a complex task. Several steps are required in the analysis:

- Field investigation and laboratory testing
- Evaluation of the rock mass properties
- Calculation
- Discussion of the results

Both in evaluation and the discussions it is important to combine the results with experience from other projects having similar conditions.

Based on the results of the material testing a theoretical analysis has been made using the Finite Element Method. Three different cross sections of the cavern were used. These were chosen together with CPC and their Civil Engineering Consultant Sentab with regard to an economical excavation of the caverns (see table 2).

The FEM-analyses comprises stability during and after excavation, thermal-mechanical behaviour and heat flow.

Table 2

Number of caverns	Height (m)	Span (m)	Pillar width (m)
2	22	15	40
2	22	12	36
3	14	12	36

Fig. No. 5 shows a flow chart for the rock mechanics analysis. All calculations are made numerically, using finite element procedures. As follows from the flow chart, both the effects of excavation and temperature loading were considered in the calculation of the stresses. The basis for this is described by Clough & Duncan (1968). The employed transient heat conduction code was developed by Wilson & Nickel (1966).

The coupling of the above mentioned numerical methods, according to the flowchart were carried out by Stille & Fredriksson (1977). See fig. 5.

Following calculations were performed:

Calculation No	Cross section m	Stability after excavation		Thermo-mechanical analysis		
		Depth m	Initial stress field, k_0	Thermal expansion	Youngs' modulus	Total time years
1	12x14	90	2.0	const	const	5
2		90	2.0	f(temp)	f(temp)	5
3		90	4.0	const	const	5
4		140	2.0	const	const	5
4 ex		140	2.0	f(temp)	f(temp)	5
5	12x22	90	2.0	const	const	1
6		90	1.4	const	const	5
7	12x25	90	2.0	const	const	1

The thermo-mechanical analysis will also give for each cross section the change of temperature with time and how big the heat flux will be with time from the caverns.

For the heat flux calculations, it is assumed that the initial temperature field is $+10^{\circ}\text{C}$ and the temperature is constant at the boundary during the calculations.

The geothermal heat flux for this calculation is neglected. The total time of the calculations will depend on the size of the net in order to obtain good accuracy in the calculation since an infinite net can't be used. The total time allowed in the calculation is around five year, thereafter the size of the net will influence the results from the calculation.

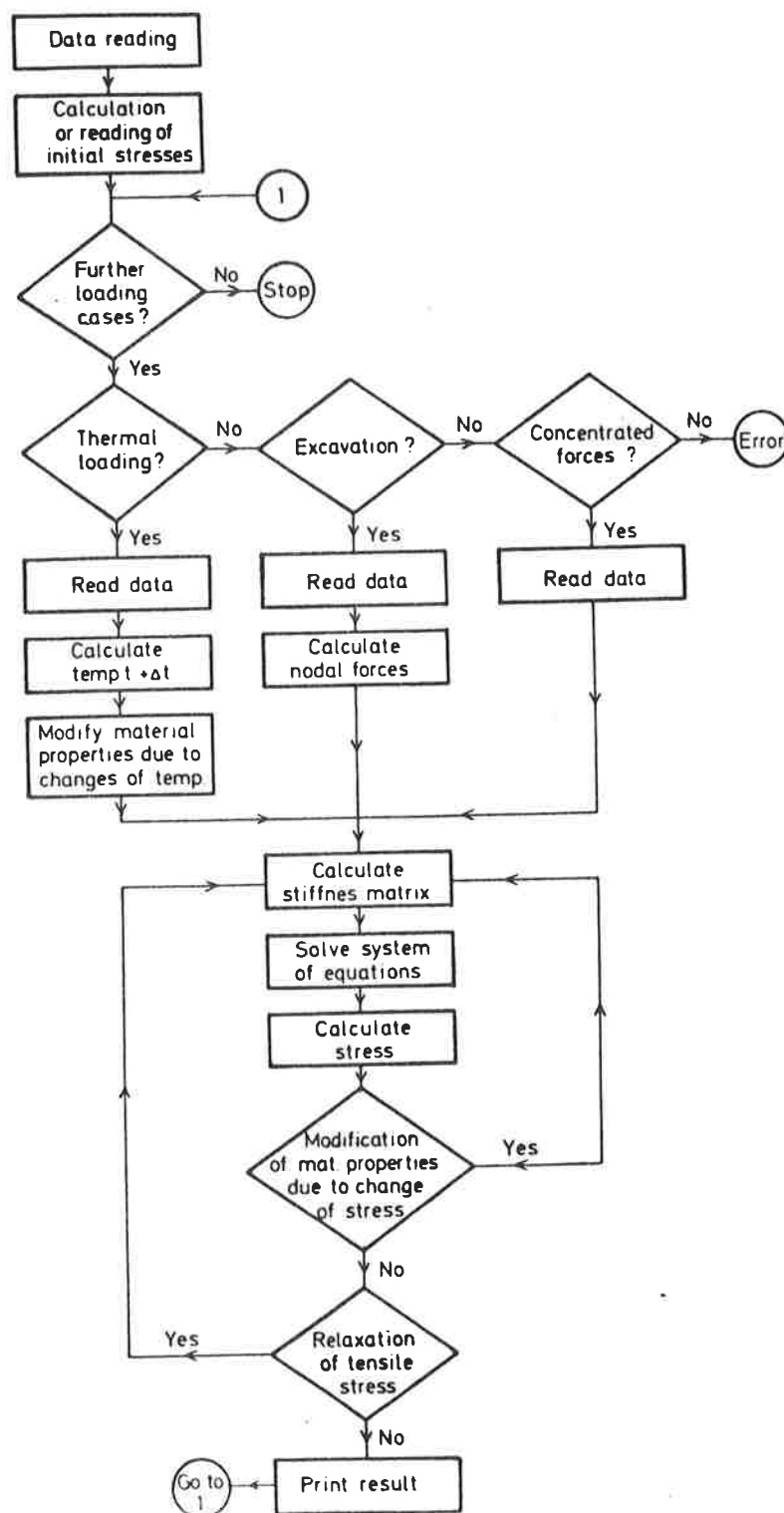


Fig. 5. Flow chart for finite element calculations.

For the mechanical calculations, it is assumed that the vertical boundaries are free to move only in vertical direction and that the base is fixed.

The distance from the room to the boundaries is around three times the span of the cavern and the influence of the size of the net can therefore be neglected.

The excavation was made stepwise to follow the real excavation steps of a cavern with first gallery and then benches.

The stability after excavation

The results from the calculation is presented as the behaviour of single elements for the storage with the dimensions 12x14 m, see fig. 6.

The different behaviours are plotted:

- Element with compressive failure
- Element with tensile failure
- Element with tensile stress

The stability after freezing

The results of the calculations are presented as the stress level after five years for the room with the cross section of 12x14 mm. Different results are obtained depending on whether the coefficient of thermal expansion is a constant $7 \cdot 10^{-6}$ or varies with the temperature.

With constant value of α no major changes in stress condition will occur from the situation after excavation. See fig. 7.

But when the value varies with temperature an expansion ring will occur where the temperature is between 0°C to -20°C. This expansion will move with time deeper and deeper into the rock mass. This expansion will result in a radial system of tensile stress and cracks around the cavern to the zone of expansion. See fig. 8.

After 5 years cracks will extend according to the calculations abt. 2 m into the rock from the cavern wall.

Heat flux and temperature change

The thermo-mechanical calculation have also given the heat flux and change in temperature together with the stability condition. The results are from half of a storage unit. In the long-term, the following heat flow per year will occur for a whole storage unit.

<u>Dimension, m</u>	<u>Heat flow/year, kJ/year/m</u>
12 x 14	$54 \cdot 10^6$
12 x 22	$40 \cdot 10^6$
15 x 22	$54 \cdot 10^6$

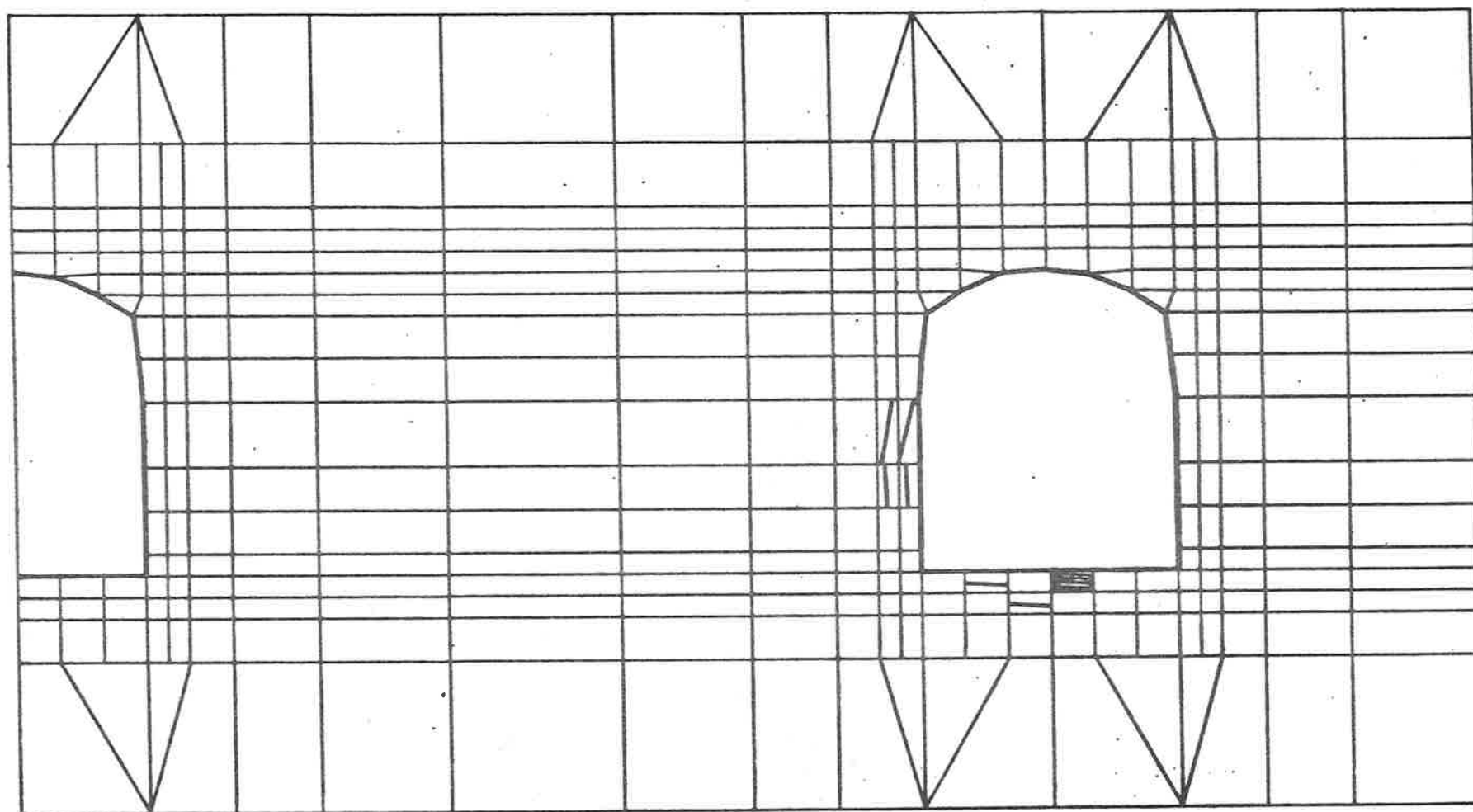


Fig. 6. Stability after excavation, 12 x 14 m.
 $K_0 = 2.0$, depth = 90 m.

LEGEND



compressive failure



tensile failure



tensile stress

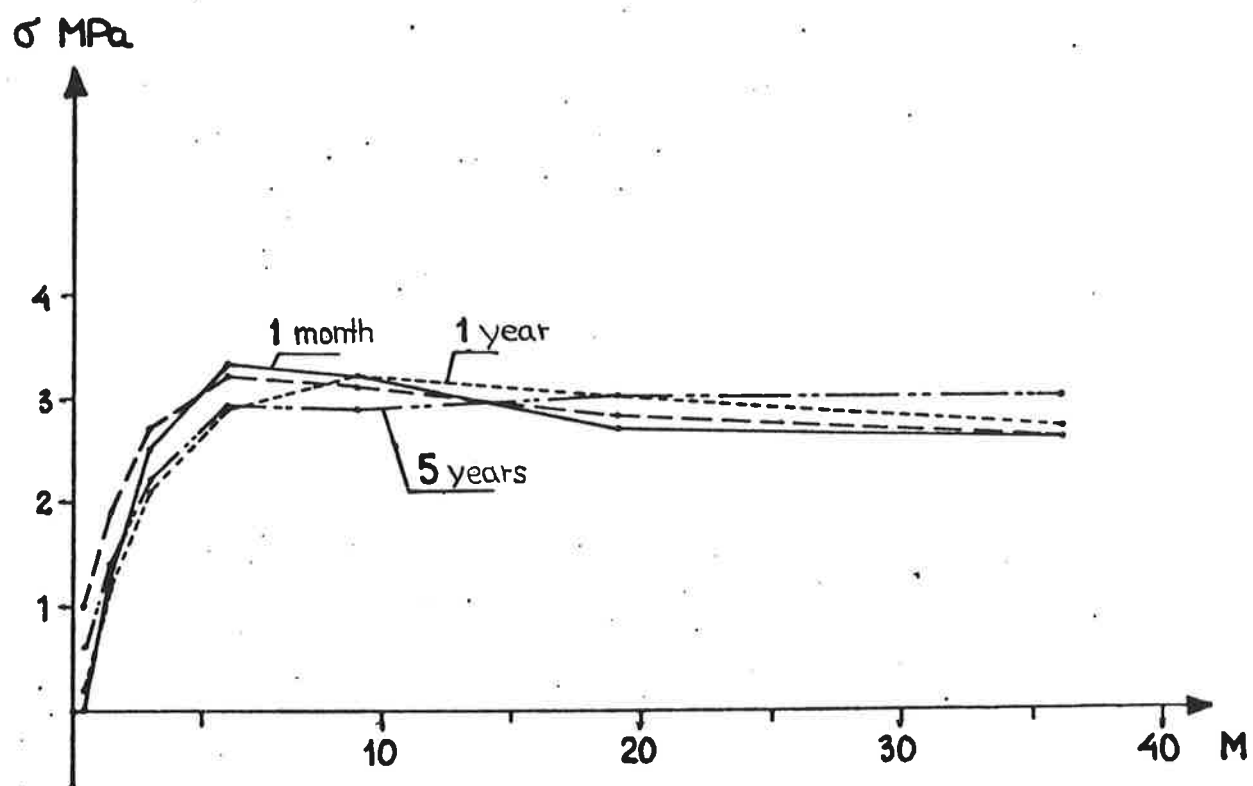


Fig. 7. Vertical stress level from the walls.
12 x 14 m. α = constant

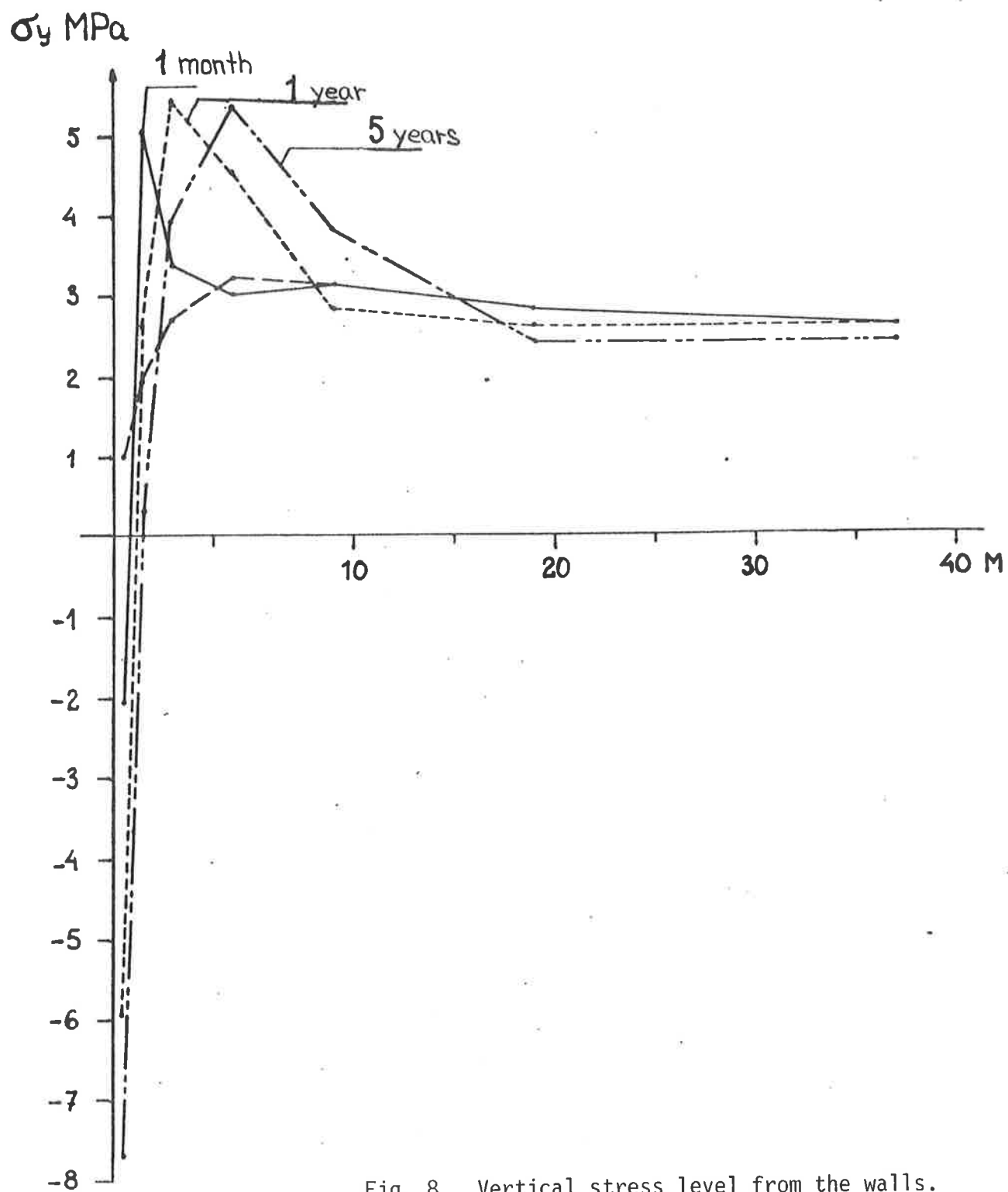


Fig. 8. Vertical stress level from the walls.
12 x 14 m. $\alpha = f(\text{temp})$

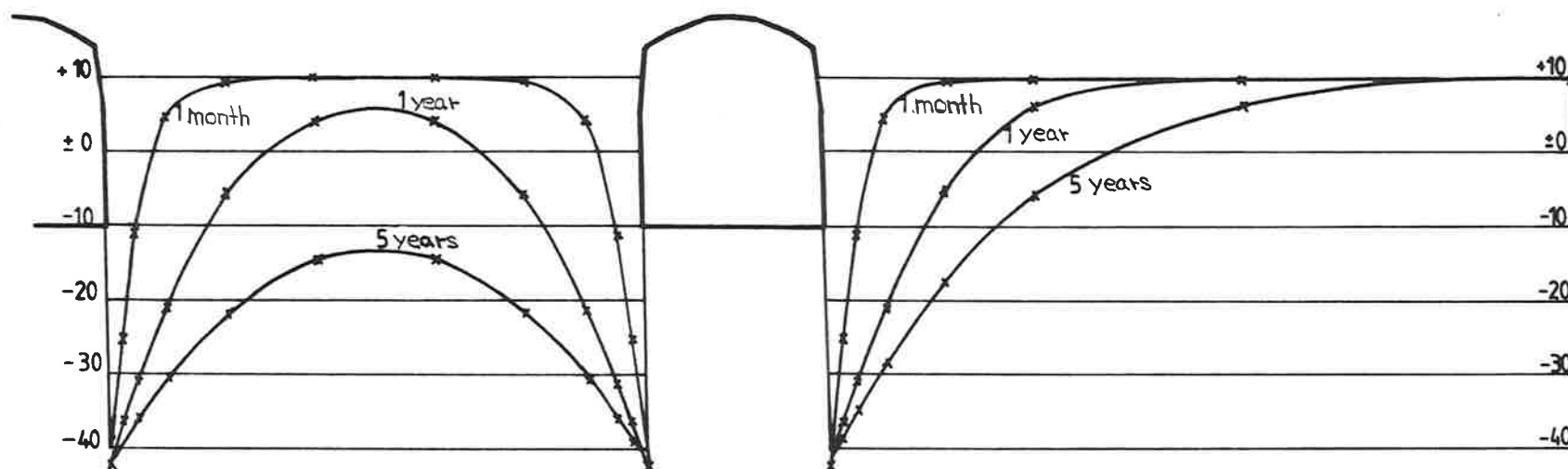


Fig. 9. Temperature distribution at different time.

The changes of temperature with time along a horizontal line through the cross section are shown in fig. 9.

Discussion of the results from the analysis

As has been pointed out earlier, it is important to combine the results from a theoretical calculation with experience from other projects. One way to do so is to use a general classification system.

As a check of the stability conditions after excavation, the Rock Mass Rate (RMR), a rock mass classification system worked out by Z.T.Bieniawski, published 1979, has been calculated.

The rock mass properties used for this calculation are the Point-load strength index (I_s), RQD, spacing of discontinuities, their conditions and prediction of the ground water inflow. Furthermore, the orientation of the fissures is considered.

Our knowledge, up to now, gives the following ranges of RMR:

	<u>RMR</u>
I_s	4
RQD	10-15
Spacing of discontinuities	10-15
Condition of discontinuities	20-25
Ground water	7-10
Orientation of joints	-2
	<u>56-72</u>

RMR = 56 corresponds to Fair Rock, which means that a span of abt. 5-10 m stands stable during abt. a week. Such conditions correspond to a RQD-value of 50-75 % and only slightly rough fissure surfaces, which exist in some parts of the bedrock at Nigg. It should be possible to avoid excavating most of the caverns in this type of rock.

RMR = 72 corresponds to Good Rock, which means that a 12-15 m span is stable for abt. one month. The requirements of the rock are then a RQD 75-90 % and spacing of discontinuities of 0.6-2 m. This type of rock seems to exist within the main parts of the bedrock where the caverns are planned to be built.

The initial stress field will not influence the stability according to the rock mass rating system. The finite element analyses show the stressfield is one important factor.

Nevertheless both the calculation and classification systems show that a cavern with a 12 m span can be built with normal rock support, and that in some parts poorer conditions can occur.

Due to the most probable stressfield a height for the cavern of abt. 14 is preferred. Taller caverns can be built but will require more rock support especially in the walls.

It is important that the design and lay-out of the storage afford

the opportunity to modify the orientation, shape and dimension of the caverns in order to minimize the stability problem and rock support, especially in this local area of poor rock.

Based on our present knowledge, it is probable that radial cracks will occur. The length of the cracks is difficult to predict and is a function of the thermal expansion. These cracks will require special attention to rock supports.

Two problems in particular seem to need further investigation. One is measurement of the actual stressfield, the other is further tests of the thermal expansion. In the last case it can be interesting to study if the rate of temperature change will influence the expansion of the freezing water.

PROJEKT "STABILITETSBERÄKNING FÖR GRUVUTRYMMEN"

Project "Stability analysis of mine openings"

Docent Pekka Särkkä, Tekniska Högskolan i Helsingfors

Den finska gruv- och brytningsindustrin har i över 10 års tid använt numeriska metoder, mest i form av finita elementprogram, för lösning av komplicerade stabilitetsfrågor vid brytning av gruv- och cisternutrymmen. Med ökande erfarenheter märkte man dock, att resultaten inte alltid var tillfredsställande. Själva programmen fungerade utmärkt, men resultaten passade inte ihop med verkligheten. Efter en hel del funderingar kom vi till slutsatsen, att programmen vi har använt inte kunde i alla fall iaktta bergets struktur och egenskaper så noggrant som man skulle ha behövt.

Den finska gruvindustrin tog initiativ och föreslog, att man skulle starta en utredning över användbarheten av olika numeriska beräkningsmetoder för bergtekniska problem i Finland. Efter förberedande arbeten startades det här projektet 1.6.1980.

Medverkande i projektet är nästan alla större användare av numeriska metoder för bergtekniska problem i Finland, Rautaruukki Oy, Outokumpu Oy, Statens tekniska forskningscentral och Imatran Voima Oy, samt Tekniska Högskolan i Helsingfors och Finlands Akademi. Projektgruppen har som bas laboratoriet för brytningsteknik, THiH, och leds av prof. Raimo Matikainen.

Projektet har en tidsram om ca. två och ett halvt år, och en budget om ca. 1.5 milj. finska mark, varav industrin svarar för litet över hälften och finska Handels- och Industriministeriet för resten. Målsättningen har tre faser:

- att utreda användbarheten av olika elementberäkningsmetoder i Finland för bergtekniska problem,
- att utreda de behändigaste metoderna för insamling och inmatning av geologiska data och
- att utveckla ett beräkningssystem för planering av gruvutrymmen (cisterner).

Arbetet sker hela tiden under reella förhållanden i Rautuvaara och Kotalahti gruvor i nära samarbete med gruvornas personal. Projektgruppen kan använda all den kunskap gruvorna har, och ger som genjänst hjälp i gruvornas bergtekniska planering. Projektets resultat står till de medverkande organisationernas förfogande.

Den första delrapporten kommer att publiceras på våren 1981 av finska Bergsmannaföreningen.

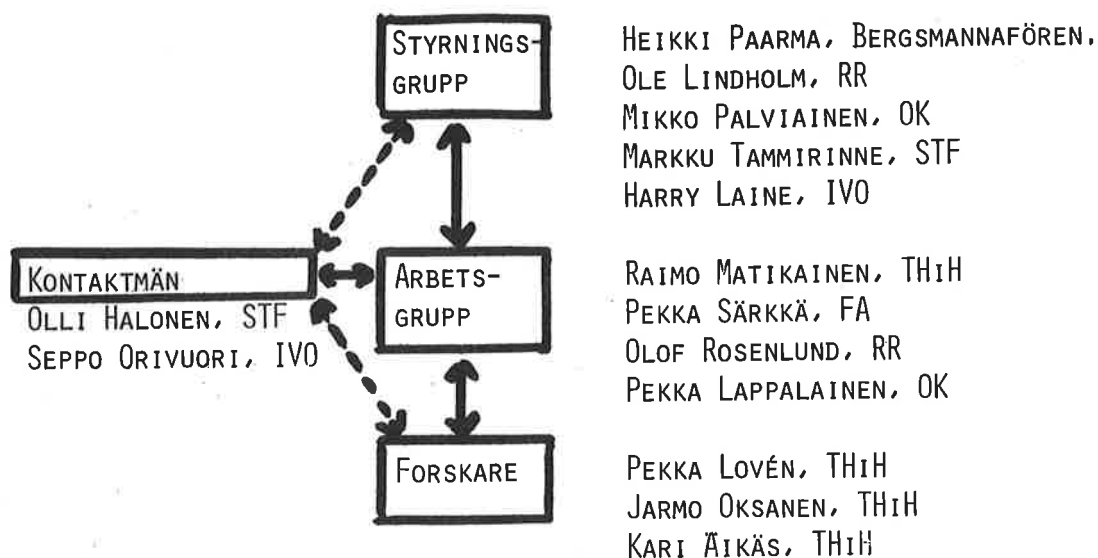


Fig. 1. Projektorganisation.
Project organization.

SUMMARY

A two and a half year, one and a half million Finnish mark project on the use of element methods in the calculation of the stability of mine openings is broadly described. The practical problems of the Rautuvaara mine of Rautaruukki Oy and Kotalahti mine of Outokumpu Oy form the base material for this project.

BERGTRYCKSPROBLEM VID ÖEF 600 M²

TUNNLAR I BROFJORDEN

Rock burst problems in ÖEF 600 m² tunnels
in Brofjorden, Sweden

Tekn dr Sten G A Bergman, Stocksund

Avdelningsdir. Nils-Erik Johnsson, Överstyrelsen
för ekonomiskt försvar (ÖEF)

Analyser och framtidsbedömningar beträffande tillgång på och behov av råolja och raffinerade petroleumprodukter utgjorde underlaget för statsmakternas beslut år 1973 att 3 milj m³ råolja skulle beredskapslagras i landet med staten som lagerhållare, ett beslut som 1977 utökades till att omfatta 9,6 milj m³. Lagringen skulle ske i nära anslutning till de tre raffinaderiorterna Göteborg, Brofjorden och Nynäshamn med volymfördelning i princip proportionell mot resp. raffinaderis årskapacitet och av i första hand ekonomiska skäl i bergrum. Överstyrelsen för ekonomiskt försvar (ÖEF) är den statliga myndighet som haft uppdraget att verkställa detta beslut.

ANLÄGGNINGEN

I början av 1977 påbörjades den första utbyggnadsetappen i Brofjorden omfattande 2,6 milj m³. Den etappen beräknas vara klar att ta emot råolja i slutet av detta år.

Anläggningen i Brofjorden ligger i ett granitmassiv i nära anslutning till Scanraff, c:a 1 mil norr om Lysekil. Avståndet till Scanraff är c:a 2 km.

Anläggningens lagringseinheter består som framgår av fig 1 av 3 st parallella cisterner med lagringsvolymerna 750 000, 850 000 resp 1 milj m³. Varje cistern utgörs av två inbördes kommunicerande tunnlar med längder varierande mellan 600 och 950 m.

Bergmassorna har tagits ut genom transporttunnlar gående från marknivån, mellan tunnlarna och in till de tre uttagsnivåerna i resp lagringstunnel, se fig. 2. Transporttunnlarnas area är c:a 65 m².

Lagertunnlarnas dimension framgår av fig.3. Tunnelbredden är 20 m och totalhöjden 30 meter. Med aktuell pilhöjd 5 m i hjässan blir den teoretiska totala sektionsarean c:a 570 m². Bergpelarna mellan rummen varierar mellan 30 och 35 meter. Lagringspaketets totalbredd blir härigenom 280 meter. Rummen har uttagits med galleri, en liggarpall och en ståndarpall



Fig. 1. Plan över ÖEF anläggning 3904 i Brofjorden.

General lay-out of ÖEF crude oil storage plant 3904 at Brofjorden.

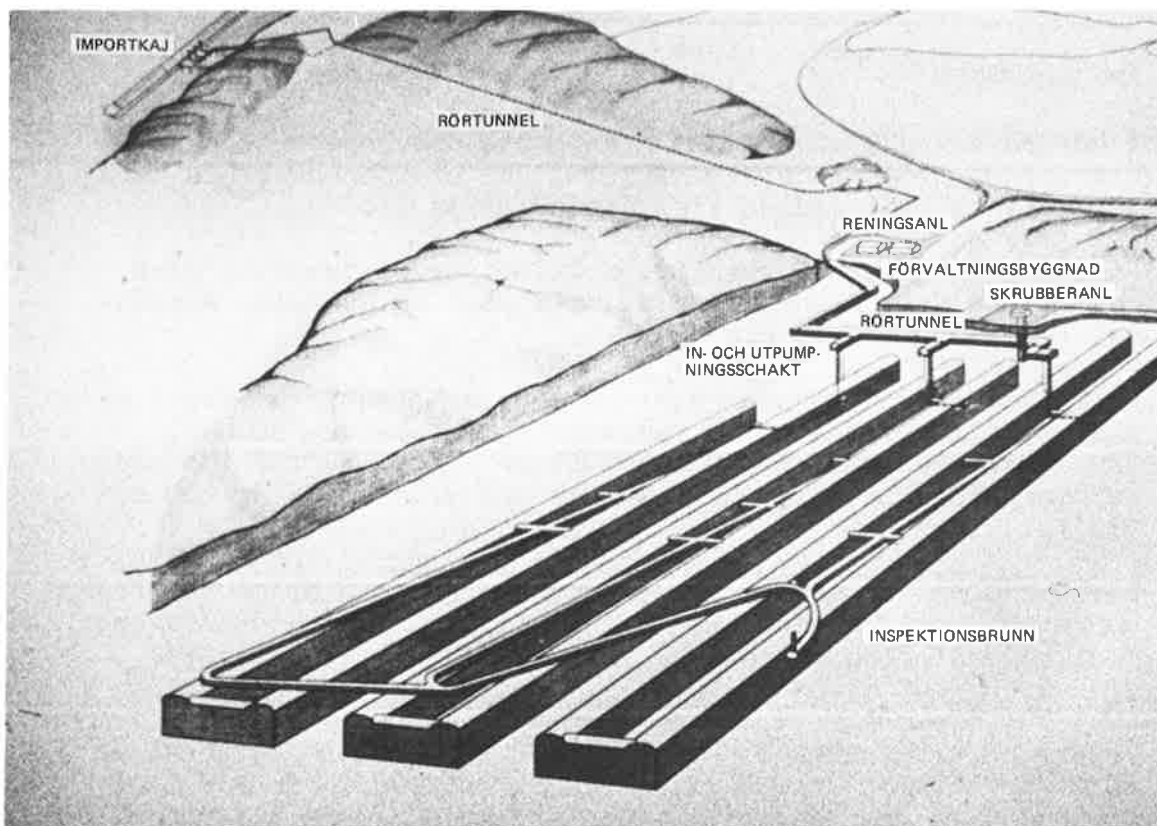


Fig. 2. Skiss över anläggningen med nedfartstunnlar till tvillingcisternernas olika brytningsnivåer.

Sketch of the plant showing the access tunnels to the three excavation levels of the twin tunnels.

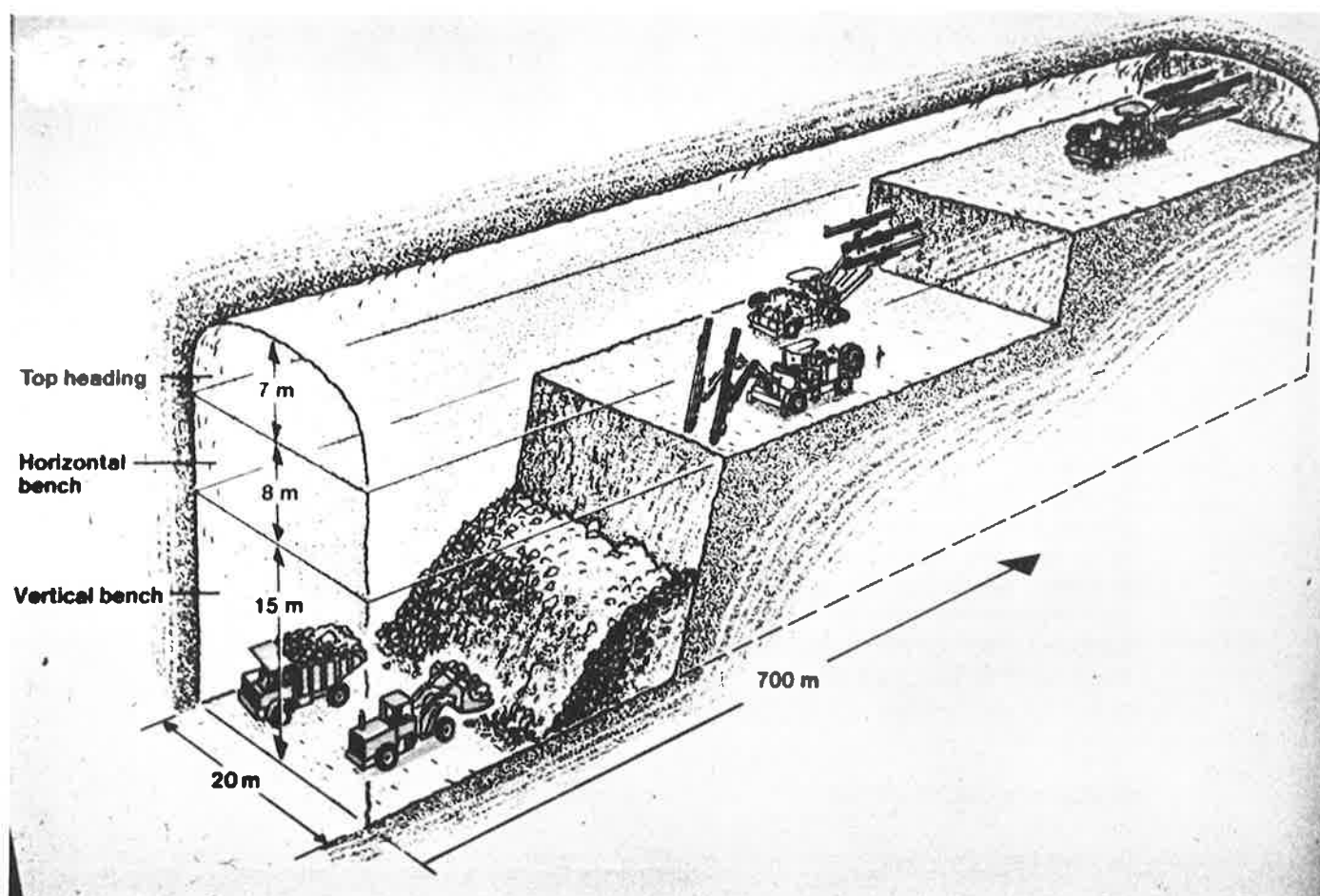


Fig. 3. Skiss över utbrytningsmetoden med galleri, liggarpall och ståndarpall.

Scetch of excavation method with top heading, horizontal drilling bench and vertical drilling bench.

med höjderna 7, 8 resp 15 m.

I totalentreprenadavtalet mellan ÖEF och entreprenören för arbetena, John Mattson Byggnadsaktiebolag, ingick inom kontraktssummans ram applicering av 25 mm sprutbetong i lagringstunnlarnas tak och en halv meter ned under anfang. Förstärkningar härutöver skulle ersättas särskilt.

GEOLOGI

Den geologiska bedömningen, med 8 st seismiska sektioner, ett 10-tal kärnborrhål och normal hällkarteringsanalys som underlag, utfördes av geolog Walter Larsson och kan sammanfattas på följande sätt.

Berggrunden uppbyggs av Bohusgranit med smärre inlagringar av pegmatit. Graniten uppvisar god klyvbarhet och ett regelbundet sprickmönster. Spricksystemet utgörs av två vertikala mot varandra vinkelrätt stående spricksystem och karakteristisk horisontell uppsprickning. Bergkvaliteten är god till mycket god. Inom området förekommer några mindre brantstående sprickzoner med nedsatt bergkvalitet. De flesta sprickzonerna tvärrar tunnarna under gynnsamma vinklar. I samband med zonerna uppträder vanligen tunna lerslag. Utförd vattenförlustmätning visade på ett i stort sett tätt berg på den aktuella bergnivån.

BERGTRYCKSPROBLEM

Gallerisprängning

Kort tid efter det att utsprängningen påbörjats konstaterades spontana nedfall från väl skrotade och på normalt sätt selektivt förstärkta tak i transporttunnlarna på avsnitt som okulärt bedömdes vara av god kvalitet. I huvudsak bestod nedfallen av avspätkade horisontella skivor med tjockleken varierande från endast några centimeter upp till 10-15 cm, men även utfall från homogen bergstruktur med konkava skjuvbrottytor noterades. Bergarbetare, skyddsombud, arbetsledning och kontrollanter rapporterade under den här första perioden ljud i form av smällar eller knäppningar, ibland kopplade till iakttagna nedfall. Bultar med bricka, sprutbetong omväxlande med stängselnät med maskvidden 50 x 50 mm bedömdes vara erforderliga insatser, en bedömning som beträffande transporttunnelavsnitten visade sig vara riktig. Knäpp- och avlossningsfenomenen varierade inom olika avsnitt, en iakttagelse som redan då indikerade varierande lokala spänningsförhållanden.

I september 1977 anlätade ÖEF den ene av förf, Bergman, som konsult i bergmekaniska frågor. Några månader senare knöt entreprenören till sig i samma syfte Hagconsult AB.

Tekniskt samarbete mellan konsulterna etablerades omedelbart. Alla besiktningar, analyser och beslut skedde i samråd mellan representanter för byggherre och entreprenör, konsulterna, arbetsplatsens och regionala skyddsombud samt representant för arbetarskyddsstyrelsen.

ÖEF:s första åtgärd, sedan de spontana bergavlossningarna visat sig vara ett skyddsproblem av betydelse, var att anmoda Statens Vattenfallsverk att företaga en mätning av de aktuella primärspänningarna i berget på en nivå strax över blivande cisterners tak. Denna mätning i ett någorlunda centralt beläget borrhål, fig. 4, utfördes under senare hälften av oktober med Vattenfalls metod (1). Resultaten förelåg i november, då gallerisprängningen inleddes (2).

Fyra närliggande punkter i borrhålet på nivån 5-10 m över cisterntak gav det medelvärde på de horisontala spänningskomponenterna, som framgår av fig. 4. Vissa egenskaper med bl a vertikala dragspänningar på ca 60 m djup indikerade att residualspänningar kunde föreligga lokalt. Totalbilden synes dock visa att cisternerna ligger i ett bergmassiv med primär tryckspänning 12-15 MPa vinkelrätt sin längdriktning och 6-9 MPa i sin längdriktning. Summan av de största horisontalspänningarna var ca 23 MPa, vilket är relativt - men inte exceptionellt - högt för skandinavisk berggrund på detta djup (3).

Efterhand som gallerisprängningen fortskred noterades samma problem med spontan avlossning i taken som tidigare i transporttunnlarna. Detta orsakade ofta återkommande produktionsstopp och oro hos de anställda. Avlossning skedde dels från osprutade takytor, fig. 5, men även från ytor som försetts med 25 mm sprutbetong, fig. 6, varvid sprutbetongen ofta var väl vidhäftad de nedfallna skivorna. Omfattande provning av sprutbetongens vidhäftning och tjocklek visade god kvalitet.

I Sverige har vi ringa erfarenhet av knäppbergsfenomen i anläggningsverksamhet. I Norge har man däremot haft såväl anledning som underlag för att studera de s k "bergslagsfenomenen". Russenes (4) har sammanfattat de norska erfarenheterna i ett diagram enligt fig. 7, där avlossningsintensiteten beror av dels den aktuella tangentialspänningen, dels bergets draghållfasthet. Russenes anger egentligen punktlastindex I_s som bergparameter - denna har i fig. 7 omräknats till draghållfasthet enligt relationen (5)

$$\sigma_d \approx 0,9 I_s$$

Brofjordengraniten var enligt förundersökningarna av mycket god kvalitet, vilket också bestyrktes vid sprängningarna. Enaxlig tryckhållfasthet kunde bedömas vara ca 200 MPa, vilket då borde svara mot en draghållfasthet på ca 12-20 MPa (5).

Vid färdigställd lagringsanläggning skulle de sex parallella cisternerna "skära ut" en ca 280 m lång och 30 m hög nära spänningsfri zon i tvärled, se fig. 7. Vid antagande om elastiskt beteende - vilket för Brofjordens förhållanden sannolikt är en god approximation - skulle detta grovt uppskattat kunna leda till ungefär samma spänningsförhållanden som kring en liggande långsträckt ellips i ett huvudsakligen horisontellt spänningsfält, fig. 7. Detta skulle innebära att sekundärspänningarna i tangentialled vid de yttre cisternerna skulle bli ungefär dubbla primärspänningen (6), dvs 25-35 MPa.

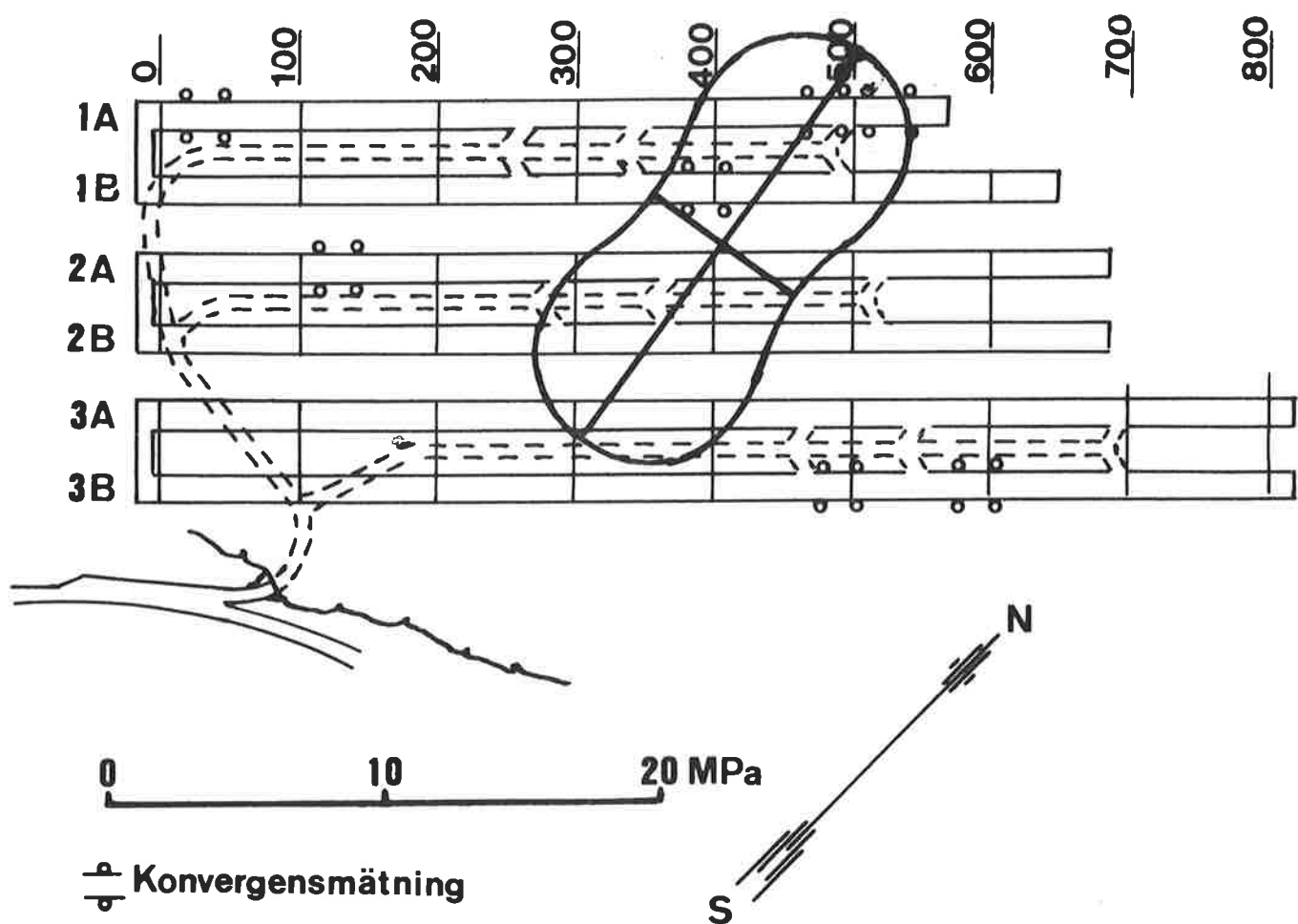


Fig. 4. Horisontella primärspänningar enligt mätning i höjd med galleritak (2).
Lägen för konvergensmätningar (10).

Horizontal in-situ compression stresses measured at storage tunnel top level (2). Positions for convergence measurements are shown (10).



Fig. 5. Avlossning från obehandlad takyta.

Raw rock roof surface where scabbing has occurred.

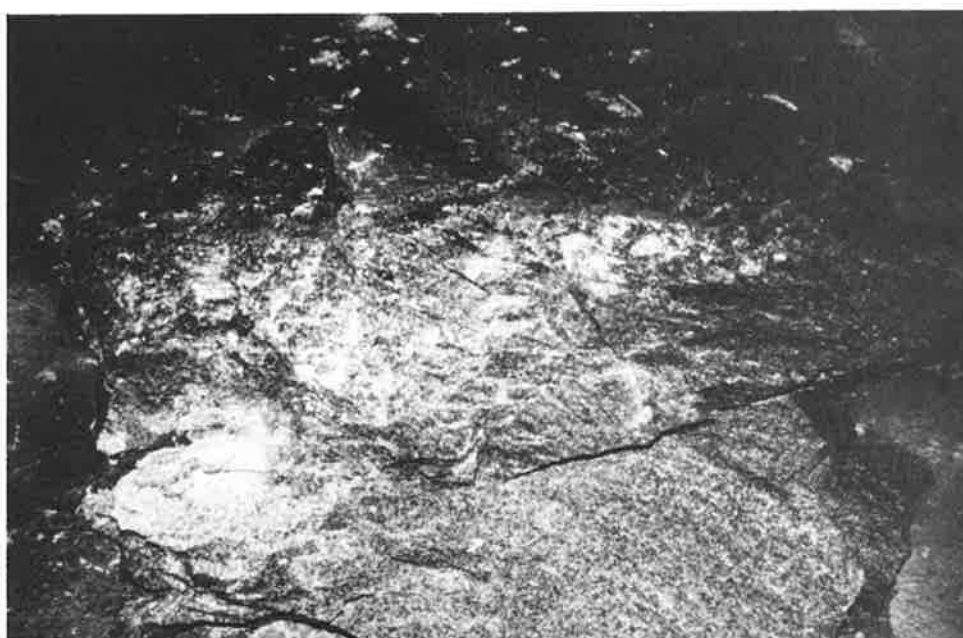


Fig. 6. Avlossning från takyta som sprutats med 25 mm betong.

Scabbing from roof surface with 25 mm shotcrete.

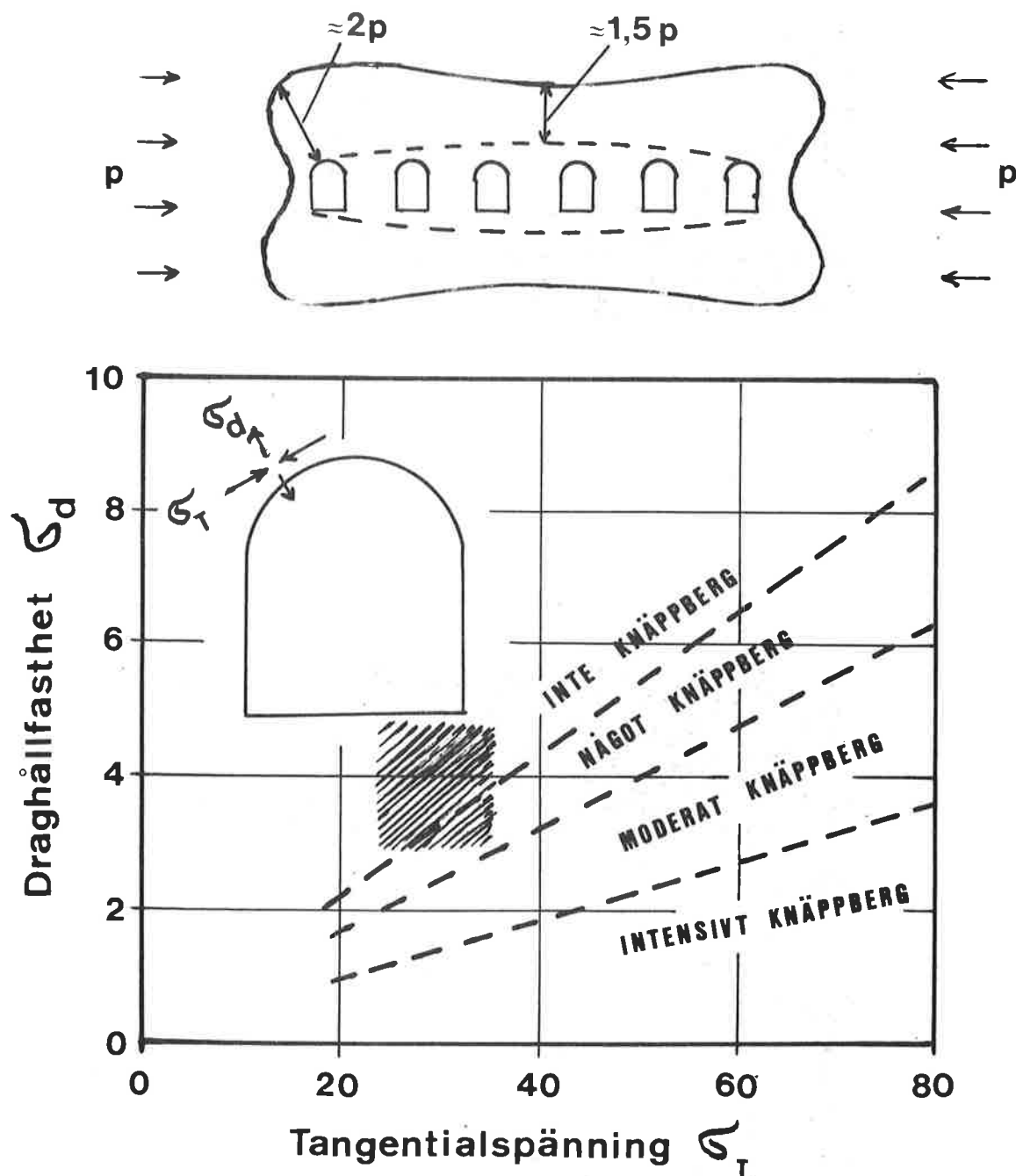


Fig. 7. Diagram över knäppbergsrisk enligt Russenes (4). Över diagrammet de ungefärliga elastiska kantspänningarna vid helt utsprängd anläggning. Det streckade området i diagrammet indikerar det i efterhand uppskattade riskläget för brofjordeanläggningen.

Diagram of rock burst risks according to Russenes (4). Above diagram the approximate elastic tangential stresses after completion of plant are shown. The hatched area in diagram indicates the risks in the Brofjorde plant as estimated on the basis of all experience won.

Det framgår av fig. 7 att med dessa förutsättningar, dvs

$$\sigma_T = 25 - 35 \text{ MPa och } \sigma_d = 12 - 20 \text{ MPa}$$

borde säkerheten mot knäppberg vara stor. Även om man tog hänsyn till osäkerhet om spänningsmätningens representativitet, till att andra geometrier kom att uppstå under brytningens gång och eventuella residualspänningar syntes det föreligga goda chanser att knäppbergsfenomenen skulle förbli tämligen godartade (våren 1978).

Vid bedömning av lämpliga åtgärder ställde beställaren följande krav:

- Lagringsrummens storstabilitet på lång sikt skulle vara garanterad. Däremot kunde mindre utras av berg under driftstiden få förekomma utom i den omedelbara närheten av pumpschakt.
- Arbetarskyddet under byggnadstiden skulle säkerställas.
- Med hänsyn till funktionskrav (explosionssäkerhet) måste alla utstickande järnföremål i tak och väggar täckas med betong.

Sistnämnda krav innebar att förstärkningsförslag för takpartier måste grundas på användning av den kontrakterade 25 mm sprutbetongen, även om erfarenheterna redan visade att denna hade en mycket begränsad förstärkningseffekt mot avlossningen.

I mars 1978 hade ca 20% av galleriernas takytor utsprängts. Efter diskussioner baserade på besiktningar och dokumentation av avlossningsfenomenen fastlade den omnämnda arbetsgruppen följande grundsyn:

- Storstabiliteten för de utsprängda gallerierna var god. De horisontella bergtrycken, som föranledde knäppberg, gav ett positivt bidrag till takens stabilitet.
- Den använda takvalvformen med 5 m pilhöjd ansågs lämplig, trots att bergets horisontella skiktning i sprickor och klov på många partier gav trappstegsformade anfang, se fig. 9. Genom rimlig bultförstärkning av anfangen reducerades risken för "utknäckning" eller utglidning av större partier vid ogynnsamt orienterade sprickor.
- Det inledda gruppssamarbetet fungerade positivt och borde fortsätta.

I fråga om tekniska åtgärder fattades följande beslut:

- Översyn av sprängplanerna vidtages i samarbete med Nitro Consult för att utröna om takkonturen kan utsprängas skonsammare.
- Förstärkning mot avlossning sker med systematisk "skinnbultning" med 1 m långa expanderbultar (Farex) försedda med bricka 200 x 200 x 10 mm och på medelavstånd ca 1,5 m. Bultning sker så nära fronten som möjligt. Sprutbetong appliceras 5-15 dagar efter skinnbultning, varvid taket skall skrotas omedelbart före sprutning.
- Konsulterna upprättar gemensamt en "receptbok" som stöd för arbetare och arbetsledning, med olika typer av problemsituationer exemplifierade.

Grundtanken var i detta skede att knäppbergsfenomenen skulle

vara så godartade, att de korta "skinnbultarna" skulle kunna hålla det uppspruckna ytberget i läge, varvid den något plastiska sprutbetongen kunde "bära över" mellan bultarna.

Skinnbultarna kompletterades med "konstruktionsbultar" med uppgift att säkra mot förskjutningar i sneda slag och vid trappstegsformade anfang. Fig. 8 och 9 visar några exempel på bultförstärkning enligt "receptboken".

Takförstärkning enligt receptboken utfördes på allt nytt galleritak. Redan utförda och betongsprutade tak kontrollerades för bomljud och skinnbultförstärktes med ledning härav. Efterkontroller visade sig behövliga på grund av fortlöpande uppbomning på vissa partier.

Sedan detta åtgärds paket inlemmats i arbetscykeln kunde gallerisprängningen fullföljas utan större problem.

Sprängning av liggarpallar

Under november 1978 påbörjades uttaget av liggarpallar i vissa lagringsrum. Ganska snart noterades spontana avlossningar av sprutbetong + bergskivor lokalt från det skinnbultade taket. Uttaget av liggarpallar innebar ökade tryckspänningar i taken på grund av större tunnelhöjd. Det medförde också viss "hamring" av de spröda taken genom stenkast från salvorna. Markvibrationerna antogs också kunna ha viss negativ effekt. Avlossningen omfattade ca 3-5% av aktuell takyta.

I början av december 1978 stoppades arbetena av huvudskyddsombudet. Yrkesinspektionen krävde för fortsatt drift att taken framför liggarpallstuffarna skulle förstärkas med nät eller armerad sprutbetong. Eftersom avlossning kunde ske även från armerad sprutbetong, valdes nätning med stängsnät som preliminär åtgärd.

Samrådet mellan byggherre, entreprenör och konsulterna, till vilka nu även Nitro Consult anknutits, intensifierades. Konsulterna fick framlägga förslag till undersökningar, som kunde ge underlag för bedömning av de risker för fortsatta spänningsomlagringar som ligger- och ståndarpallarnas uttagning skulle kunna medföra.

Nitro Consult genomförde parallellt härmed fältstudier tillsammans med entreprenören för att i möjlig mån minska effekten av "hamring" och vibrationer. En väsentlig reduktion av dessa effekter uppnåddes men förbättringen var inte acceptabel ur arbetarsskyddssynpunkt.

På basis av konsulternas förslag beslöts att följande undersökningar skulle utföras:

- Undersökning av Brofjordengranitens tekniska egenskaper särskilt med avseende på brottkaraktäristik (sprödhetstal). Dessa undersökningar skulle utföras dels vid LuH (7), dels vid KTH.
- Mätning av lagringstunnlarnas konvergens vid uttag av ligger- och ståndarpall. Mätning i vissa valda sektioner, se fig. 4, skulle ske dels strax under anfang, dels ca 1 m över liggarpallens botten. Vid några sektioner skulle också takhjässans rörelse mätas.

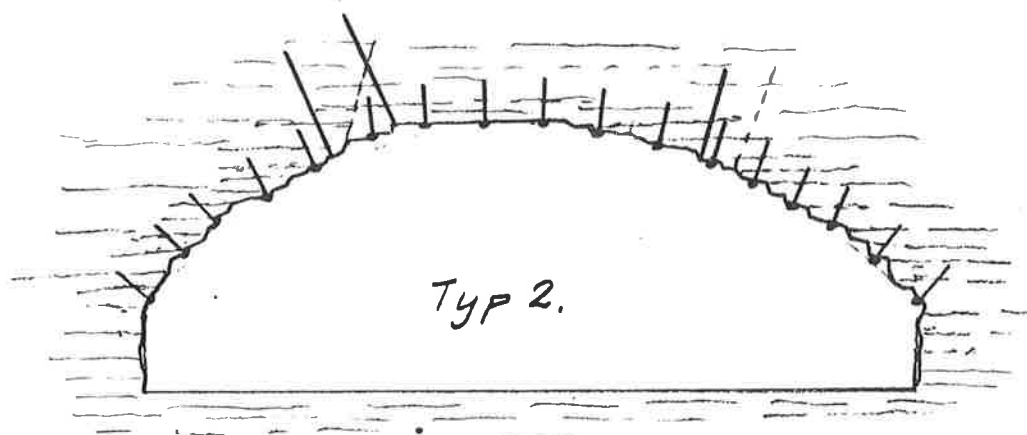
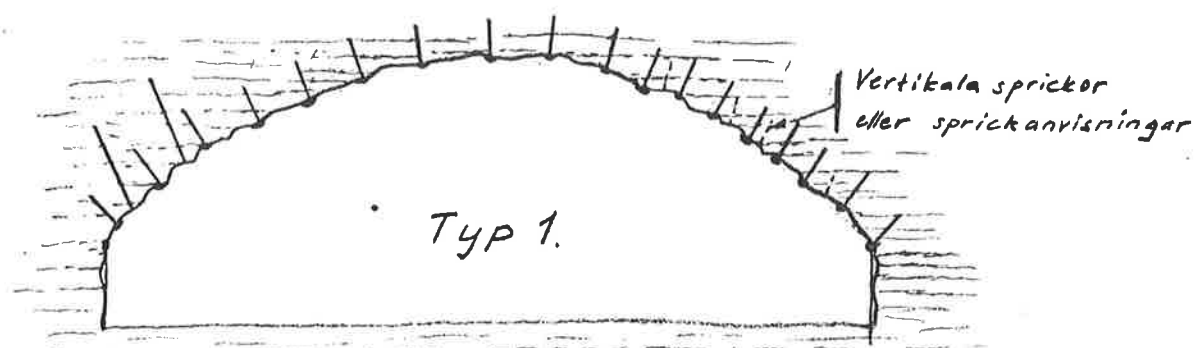


Fig. 8. Exempel från "receptboken" för takförstärkning vid galleriets utsprängning. "Skinnbultning" med enstaka konstruktionsbultar.

Roof bolt reinforcement against scabbing at excavation of top heading. Examples with mainly short anchor bolts.

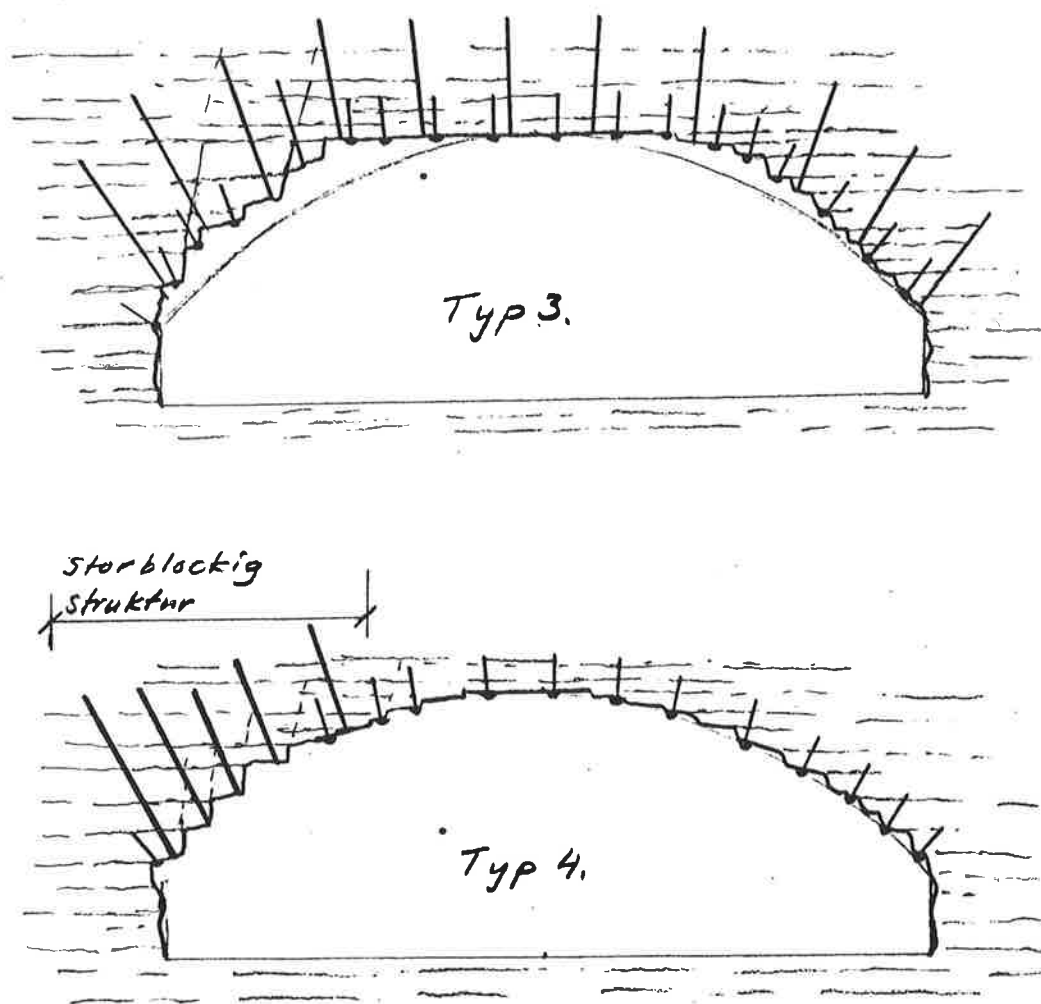


Fig. 9. Exempel från "receptboken" på takförstärkning vid galleriets utsprängning. "Skinnbultningen" kompletterad med avsevärd konstruktiv bultning.

Other examples of roof reinforcement. The short anchor bolts are supplemented with grouted long bars for structural purposes.

Konvergensmätningarna avsåg närmast att kontrollera att bedömningarna om betryggande storstabilitet höll i verkligheten även för väggarna. I första hand koncentrerades intresset till de två yttertunnlarna 1A och 3B, se fig. 4, vilkas ytterväggar borde vara mest ansträngda, fig. 7.

Konsulterna gav också förslag till uppskattning in situ av sekundärspänningar genom jetskärning eller slitsborrning i kombination med deformationsmätning. Likaså påtalades att man med tvådimensionella FEM-analyser kunde belysa spänningsomlagringarna. Dessa förslag kom ej till utförande. Beställaren baserade sitt beslut på dels att konsulterna var eniga om att storstabilitet förelåg, dels att eventuella resultat ej skulle kunna inverka på den praktiska brytningsgången eller på de förstärkningsbeslut, som måste fattas omgående med syfte att säkerställa arbetarskyddet under ligger- och ståndarpallarnas drivning.

Vid böjprovningar på LuH (8) erhöles följande resultat:

E-modul	54 GPa
Poissons tal ν	0,13
Böjdraghållfasthet	9,3 - 18,8 MPa

Vid brottkontrollerad enaxlig tryckprovning på cylindrar erhöles de resultat, som visas i fig. 10. Sprödhetstalet $\omega_u : \omega_k$ (7) är för längd-diameterförhållandet $L : D = 1,78$ ca 0,65 och för $L : D = 2,5$ ca 0,8. Detta innebär att båda proven hänförs bergarten till klass I, se fig. 10, dvs den kan inte karaktäriseras som särskilt spröd.

Studerar man spännings-töjningsdiagrammen i fig. 10 noggrannare finner man dock omedelbart efter brottgränsens uppnående vid ca 200 MPa en tendens till klass II-brott, dvs brottdeformationerna kan öka utan energitillskott. Denna tendens är mest markerad för den slankaste cylindern. Det kan då vara av visst intresse att notera att huvuddelen av de spontana avlossningarna i tunneltaken hade betydligt större slankhetstal än 2,5.

Brottseghetsbestämningar utfördes också och visade förlopp helt normala för graniter utan tendens till extrem sprödhet ($KI_c = 1,3 - 1,5 \text{ MN/m}^{3/2}$).

Vid KTH utfördes vissa punktlasttester på berg från 70 mm kärnor som utborrats i bra bergparti i en tunnelvägg. Proven gjordes på 25 mm kärnor som utborrats ur den grövre kärnan. Punktlastindex I_g ($\approx$ draghållfastheten) uppmättes till värden mellan 12,8 och 15,8 MPa i ostört berg. En viss hållfasthetsanisotropi indikerades med lägre värden i horisontell brottyta.

Tester nära den utsprängda tunnelväggen visade betydligt lägre värden, vilket tolkas som inverkan av sprängskador (1,7 - 13,9 MPa).

Sammantagna indikerade laboratorieproven att det fanns anledning att vid tillämpning av de norska erfarenheterna, fig. 7, räkna med betydligt reducerad draghållfasthet σ_d . Härtill skulle läggas den praktiska erfarenheten att berg-

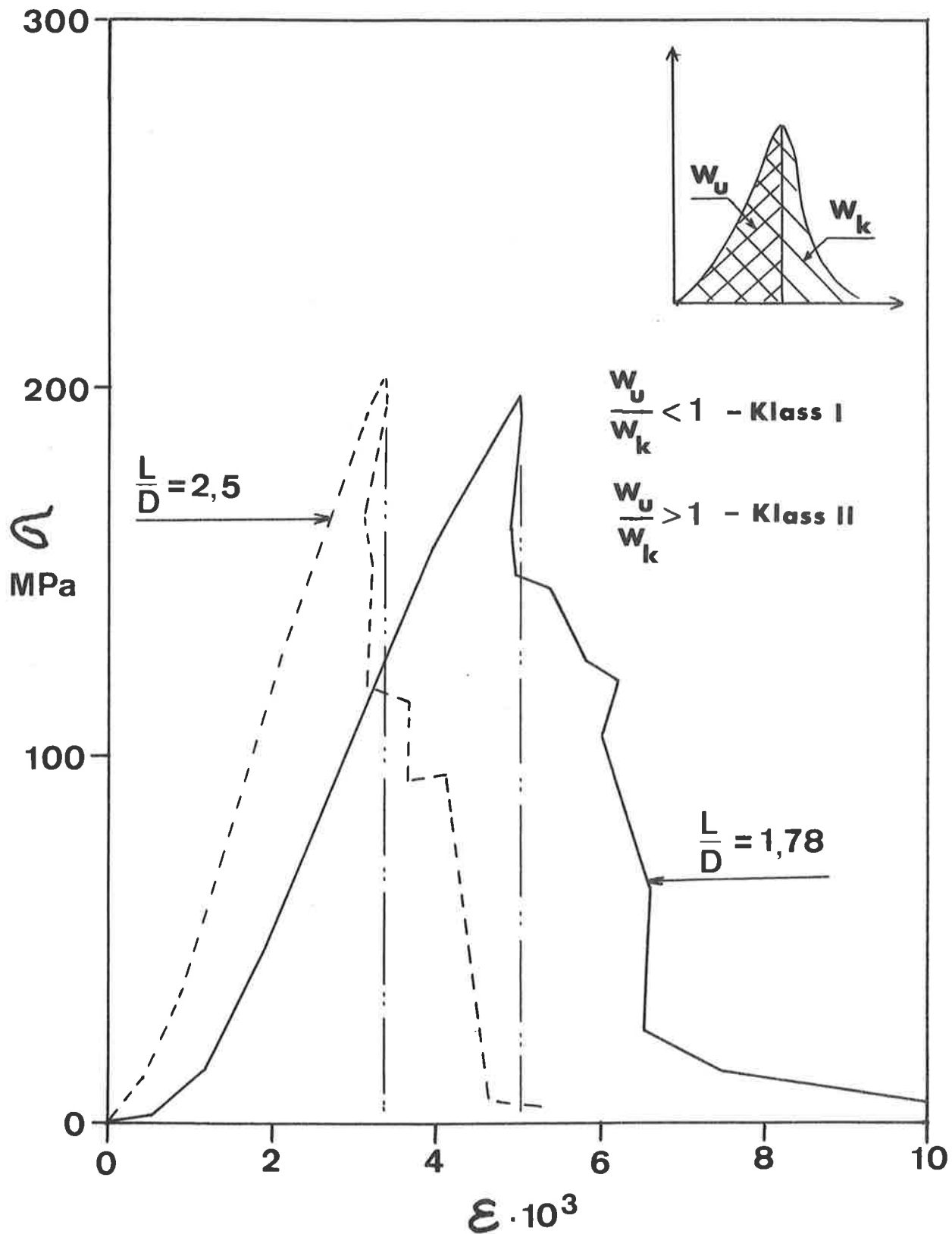


Fig. 10. Resultat från brottkontrollerad enaxlig tryckprovning av cylindrar av Brofjordengranit (8). Trots att sprödhetstalen i sin helhet är < 1 finns en tendens till klass II-brott omedelbart efter brottinitiering.

Results from failure-controlled uniaxial tests of Brofjorden granite (8). Although the total ratio of brittleness is < 1 , indicating "tough" behaviour, there is a tendency to behave "brittle" immediately after the initiation of failure.

massan visade en klar tendens över stora områden att spricka upp efter färska horisontella klov, möjligen under medverkan av residualspänningar. Vid totalbedömning skulle Brofjordenanläggningen kunna tänkas motsvara ett "effektivt" $\sigma_d = 3 - 5 \text{ MPa}$, dvs hamna inom det streckade området i fig. 7.

De redovisade bedömningarna, fortsatta iakttagelser på arbetsplatserna samt det förhållandet att ytterligare tryckspänningsökning kunde förväntas vid uttag av ståndarpallarna ledde - efter ingående diskussioner i arbetsgruppen - till följande beslut i mars 1979:

- Lagringsrummens tak förses i sin helhet med skydd av bultupphängt stängselnät 50 x 50 x 3 mm. Den kontrakterade sprutbetongen 25 mm slopas på partier där den ännu ej applicerats. Ingjutna bultar 2 m med 200 mm trekantbrickor placeras med delning ca 1,5 x 2 m (systembultning). Bultlängden överdimensionerades för att gardera möjlighet till lokal valvbildning av horisontellt spjälkat berg vid ståndarpallens utsprängning.

Beslutet togs vid en tidpunkt då näten fortfarande i huvudsak kunde monteras från gallerisulan, dvs med arbetshöjden 7 m, se fig. 3.

Sprängning av ståndarpallar

Under såväl liggar- som ståndarpallsprängningarna har näten väl fyllt sin skyddsfunktion och fångat upp såväl mindre som större avlossningar. I näten kunde man mycket tydligt följa avlossningarnas fördelning och konstatera att nedfallen kan variera starkt mellan olika avsnitt. Detta kan ha berott på flera orsaker. Dels har sannolikt primärspänningarna varierat något, dels har de många olika rumsgeometrier, som uppstått i olika brytningsskeden, givit varierande sekundärspänningar. Dessutom har säkert de lokala egenskaperna hos bergmassan uppvisat stor variation.

Vid ståndarpallsprängningarna ökade avlossningarna genomgående. Ibland blev stennedfallen ganska omfattande, och arbetsledning och skyddsombud bedömde då risken för nätbristningar stor och krävde tömning av näten. Vid 30 m arbetshöjd medförde detta stora kostnader.

För att få en objektiv bas för dessa riskbedömningar utfördes ett enkelt fältförsök enligt fig. 11 med nät upphängda i en träställning. Av de tillgängliga 4 facken belastades två med sammanlagt ca 1200 kg från fallhöjd 0,5-0,75 m. Som framgår av fig. 11 var nätet intakt vid provet. Efterkontroll efter 3 veckor visade ingen ändring. Efter detta prov har näten endast tömts i undantagsfall.

Vid sprängning av liggarpallen i rum 1A hade viss bergavlossning observerats i den närliggande nedfartsorten till lägre nivå, fig. 2. Nitro Consult fann efter mätningar och utredning anledning rekommendera vibrationskontroll i nedfartstunnlarna vid ståndarpallarnas utsprängning. Sådan utfördes enligt Nitro Consults program, varvid gränsvärdet för vibrationerna sattes till $v = 200 \text{ mm/s}$. Med denna res-

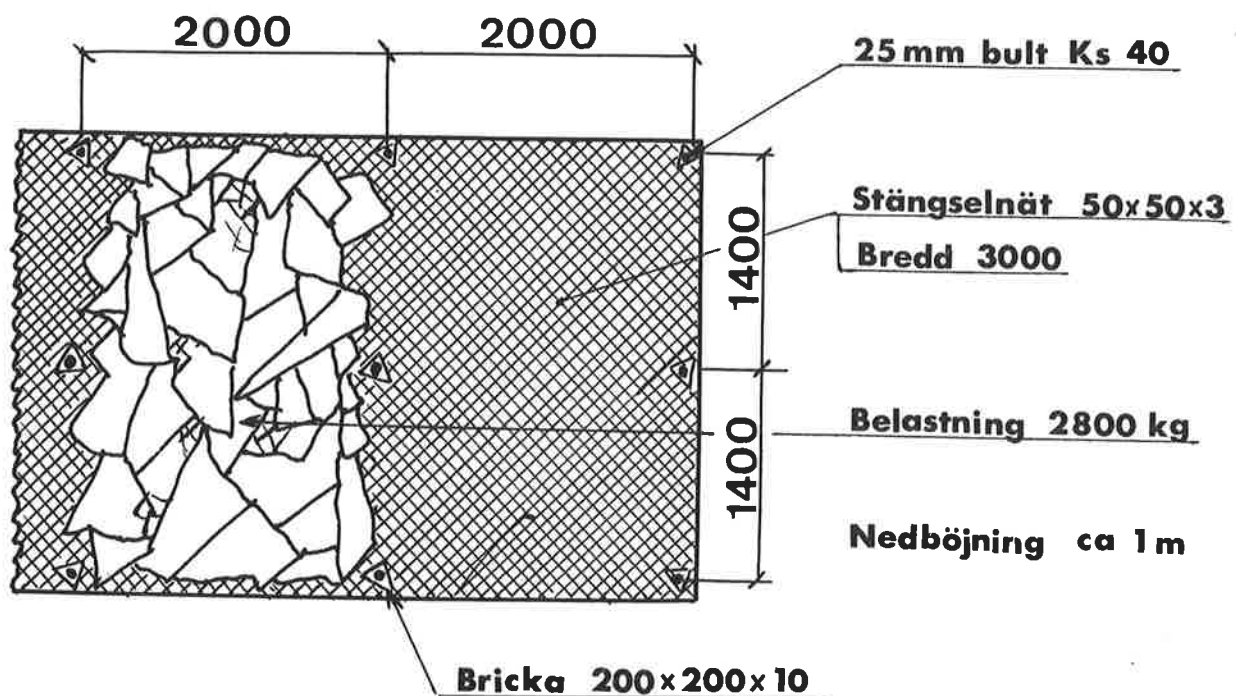


Fig. 11. Fältförsök för att prova bärformågan hos det använda bultupphängda skyddsnätet.

Field test to find the carrying capacity of the mesh wire protection used during excavation of benches.

triktion genomfördes ståndarpallsprängningarna utan nämnvärda svårigheter i nedfartstunnlarna, vilka ju utgjorde en mycket sårbar länk i produktionsprocessen.

KONVERGENSMÄTNINGAR

Konvergensmätningarna utfördes av Hagconsult AB i de rum och lägen, som visas i fig. 4.

Fig. 12 visar schematiskt hur väggarna synes ha deformationerats i de närliggande rummen 1A (ytterrum, se fig. 4) och 1B. Observera att mätningarna endast omfattar den totala konvergensen mellan mätpunkterna - på fig. 12 angiven i mm - varför fördelningen på resp. väggar i ett rum är antagen. Likaså att de två mätsektionerna ej ligger mittför varandra utan ca 80 m förskjutna.

Mätningarna indikerar, vilket är rimligt, att när liggarpallen sprängts ut i 1B sker viss avlastning av 1A. Vid ståndarpallens uttag ökar dock konvergensen starkt.

Fenomenet att rum 1B divergerar vid ståndarpallens uttagning är oväntat och beror kanske på någon lokal strukturegenhet i förening med det faktum att nedfartstunneln här passerar på ungefär halva rumshöjden, se fig. 4.

Fig. 13 visar deformationssamspelet mellan rum 1A och 1B under olika utsprängningsfaser. Mätningarna avser rum 1A och man kan tydligt se hur varje ny utsprängning i 1B innebär en ökad deformationsmöjlighet (frihet) i 1A. Detta minskar då konvergensen.

Det största uppmätta konvergensvärdet är det i fig. 13 redovisade för rum 1A, dvs ca 40 mm. Mycket lägre värden erhöles naturligt nog för de inre rummen men också - så långt mätningarna genomfördes - för det andra ytterrummet 3B.

Vid jämförelse med mätresultat publicerade för andra anläggningar utomlands (11) (12) verkar de erhållna värdena relativt normala. Om man utgår från att bergmassans deformationsmodul är av ungefärlig storlek $0,4E$, dvs $D \approx 20$ GPa (13) (14) så kan man grovt uppskatta de deformationer som erhålls genom väggarnas avlastning från primärspänningar och från sekundärspännings dragzon. Vidare ger sekundärtryckspänningar i golv och tak bidrag till konvergens. Så beräknade konvergenser blir vid antagna primärspänningar, fig. 4, ca 35 mm för ytterrum och 25 mm för inre rum.

Totalbedömningen har blivit att lagringsrummens väggar är helt stabila med behov av endast lokala bultförstärkningar.

ERFARENHETER AV RAS

Vissa lokala ras av relativt stor omfattning har inträffat i främst lagringsrummens tak men också i nedfartstunnlar. I regel har det gällt partier, där extra förstärkning med bultning och armerad sprutbetong använts för säkring av så kallat "dåligt berg". Vid samtliga ras har de höga bergspän-

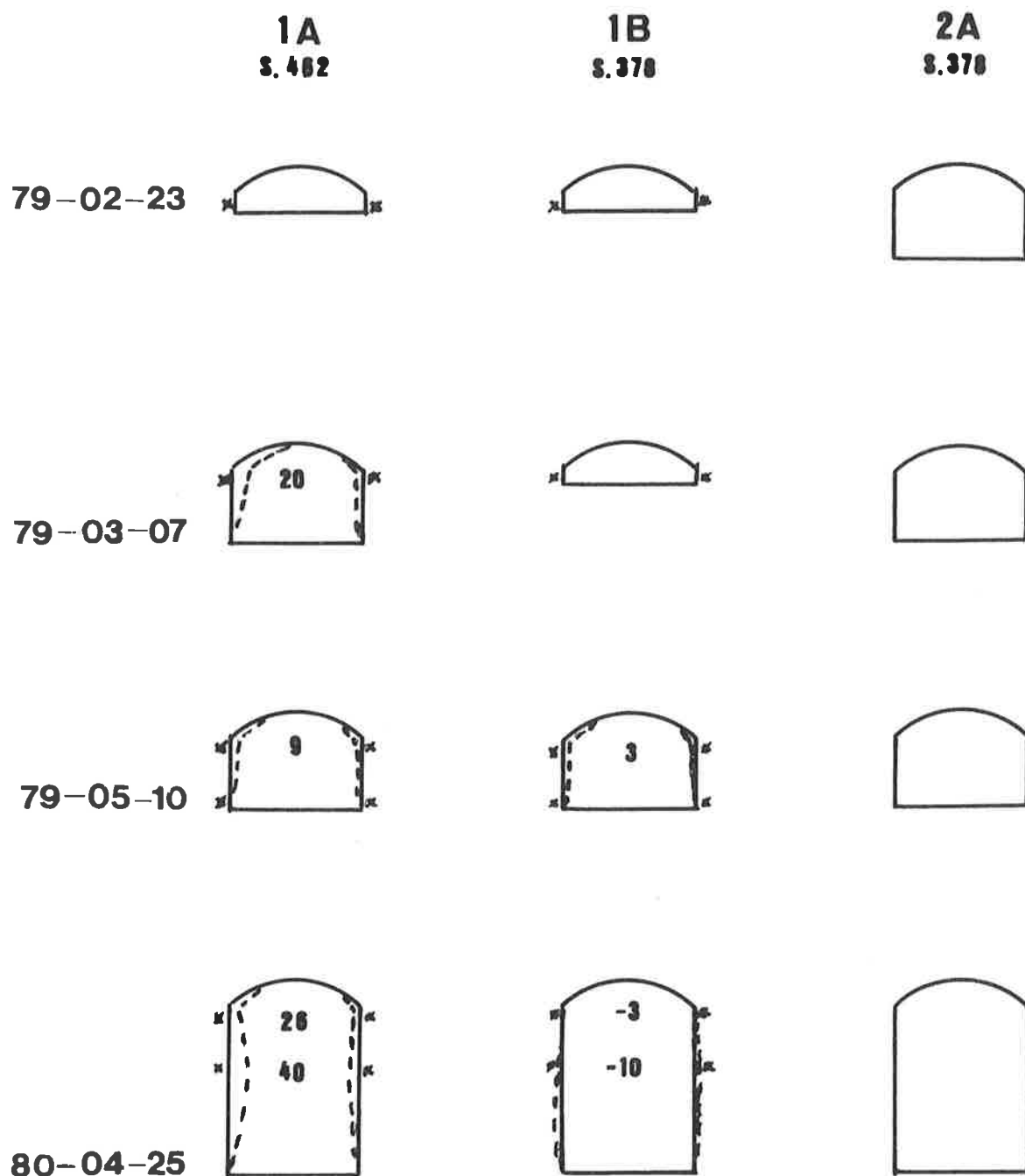


Fig. 12. Skiss över konvergensmättningsresultat från två närliggande cisterner i olika utsprängningsstadier (10).

Sketch of convergence measured in two adjoining tunnels 1A and 1B at various stages of excavation. It can be observed that the outer tunnel 1A, cf. Fig. 4, is much more strained than the inner tunnel 1B.

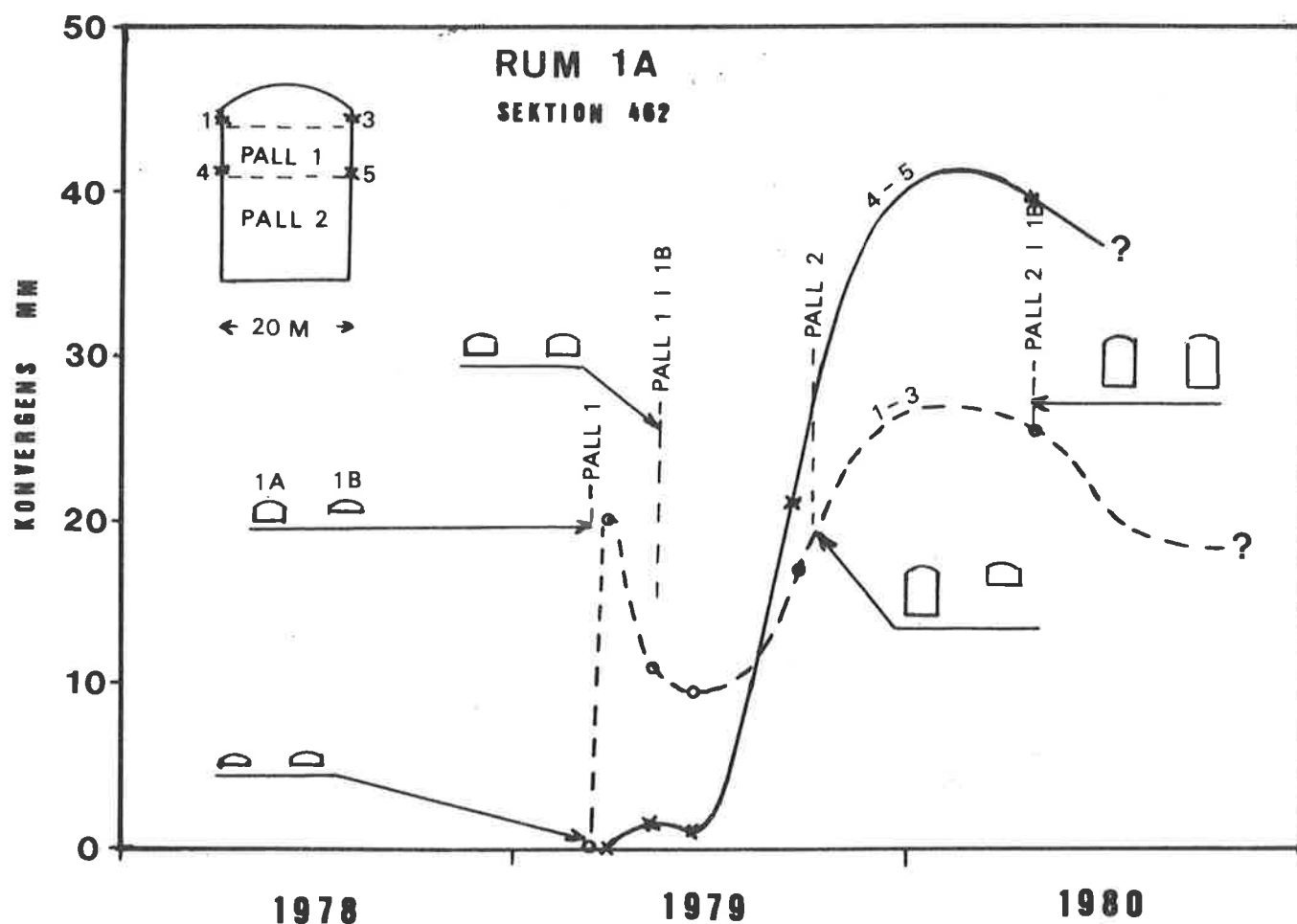


Fig. 13. Konvergens i tunnel 1A som funktion av tiden (10). Det framgår tydligt att utsprängning av sidotunneln 1B betyder ökad deformationsfrihet = minskad konvergens.

Convergence measured in tunnel 1A as a function of time (10). It is obvious that every new excavation in adjoining tunnel 1B reduces the convergence.

ningarna medverkat som utlösande faktor. De två största rasen kan förtjäna att redovisas.

På en sträcka av ca 30 m i rum 38, dvs ett ytterrum, sektion 550-580 (fig.4), inträffade ett stort ras strax innan ståndarpallens utsprängning nått fram dit. Fig. 14 visar en sektion genom rasparket, som förlöpte nära parallellt med tunneln. Under inverkan av det ökande horisontaltrycket hade en glidning skett längs en 60° -spricka på sådant sätt att framför allt östra anfangets nära horisontella skikt splittrats upp. Sprutbetong och berg hade rasat ner och bultar och armering hade dragits av. 60° -sprickan var öppen intill ca 2 m djup.

Förstärkning av rasparket skedde enligt fig. 15. Med sprutbetong "plomberades tandluckorna" mellan de horisontella anfangsskivorna. Berget bands ihop med långa ingjutna slakbultar, som förankrade ett armerat sprutbetongskikt. Någon "överbryggning" av 60° -sprickan gjordes ej - fortsatt mindre glidning skulle vara möjlig utan raskonsekvens. Ett parallellslag närmare det västra anfanget säkrades genom ytterligare bultning.

Vid ståndarpallens fortsatta drivning under rasparket väntade man 3-6 dagar efter varje salva för att ge bergmassan visst tillfälle att lösa ut eventuella för höga spänningar. Några utlösningar med raskonsekvens skedde ej.

Ett annat ras av mindre omfattning inträffade också i rum 38, som uppvisade de sämsta bergförhållandena av alla rummen. Sedan liggarpallen passerat sektion 170 med några tiotal meter, inträffade ett ras centralt i tak på sträckan 170-190 m, se fig. 4. En flack kil med någon meters djup, som förankrats med ingjutna kamjärn, hade tryckts sönder och fallit ur. Tydligt tryckbrott kunde observeras i kilens bottenparti.

Den sannolika orsaken till detta ras var - förutom sprickstrukturen - en extra kommunikationstunnel på gallerinivå mellan 3A och 38, vilken upptagits söder om rasplatsen. Denna bör ha medfört viss extra spänningskoncentration vid rasområdet.

Inom flera områden förstärkta med armerad sprutbetong inträffade så stora förskjutningar, att betongen krossades och det blev i huvudsak armeringen som genom nätfunktion gav rasskydd. Denna observation ledde till en såvitt känt ny tillämpning av armerad sprutbetong som bergförstärkning. Armeringen förankras i befintliga bultar. Med fiberplattstrimlor uppdelas sprutbetongen i fält av lämplig storlek. Vid tryckspänningar finns det då en viss möjlighet för plattfälten att röra sig inbördes utan att krossas så grundligt.

ERFARENHETSÅTERFÖRING

Om man sammanfattar den totala bergmekaniska erfarenheten från Brofjordenanläggningen 3904 i belysning av knäppbergsdiagrammet i fig. 7, så förefaller det tydligt att man i

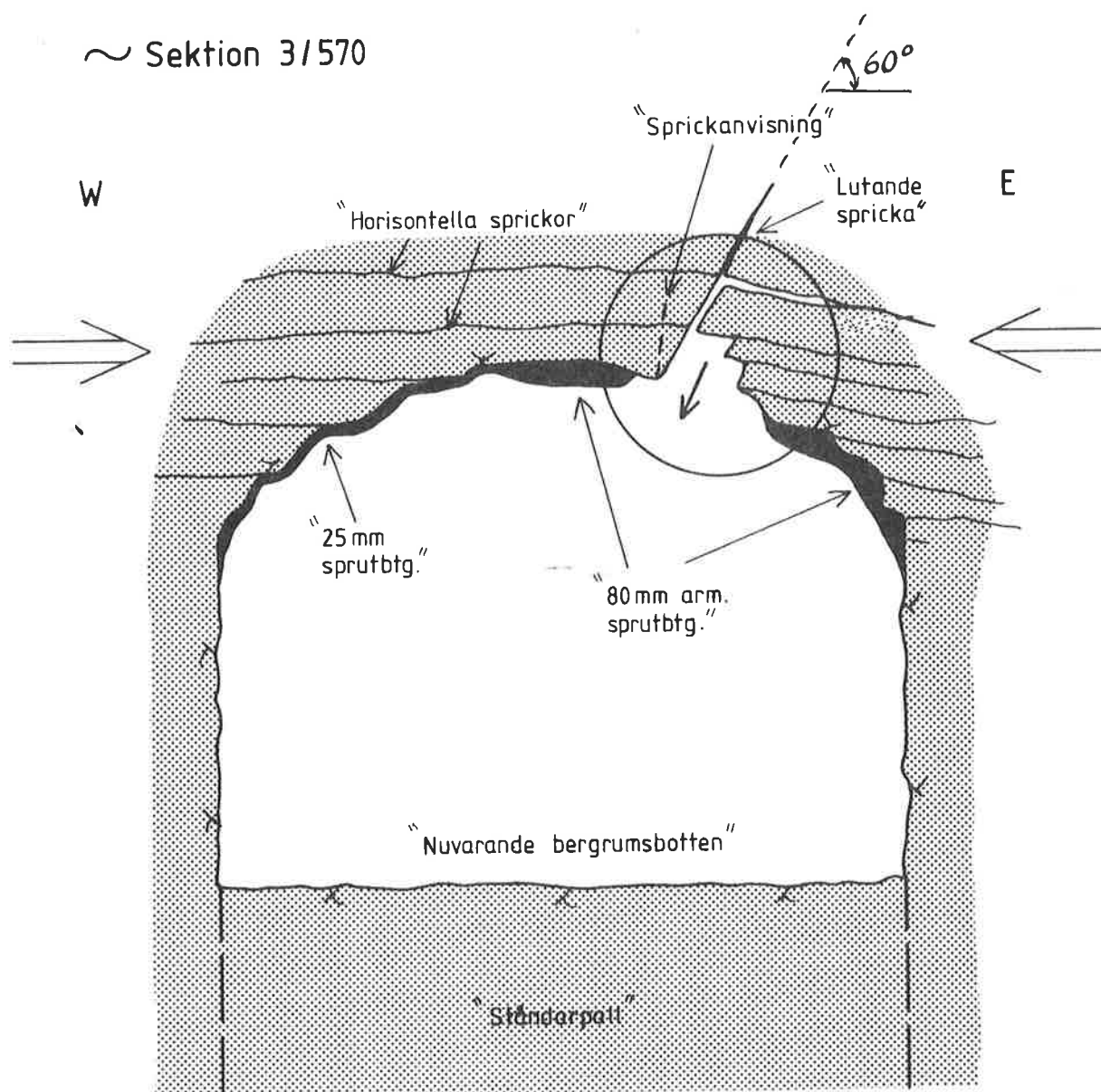
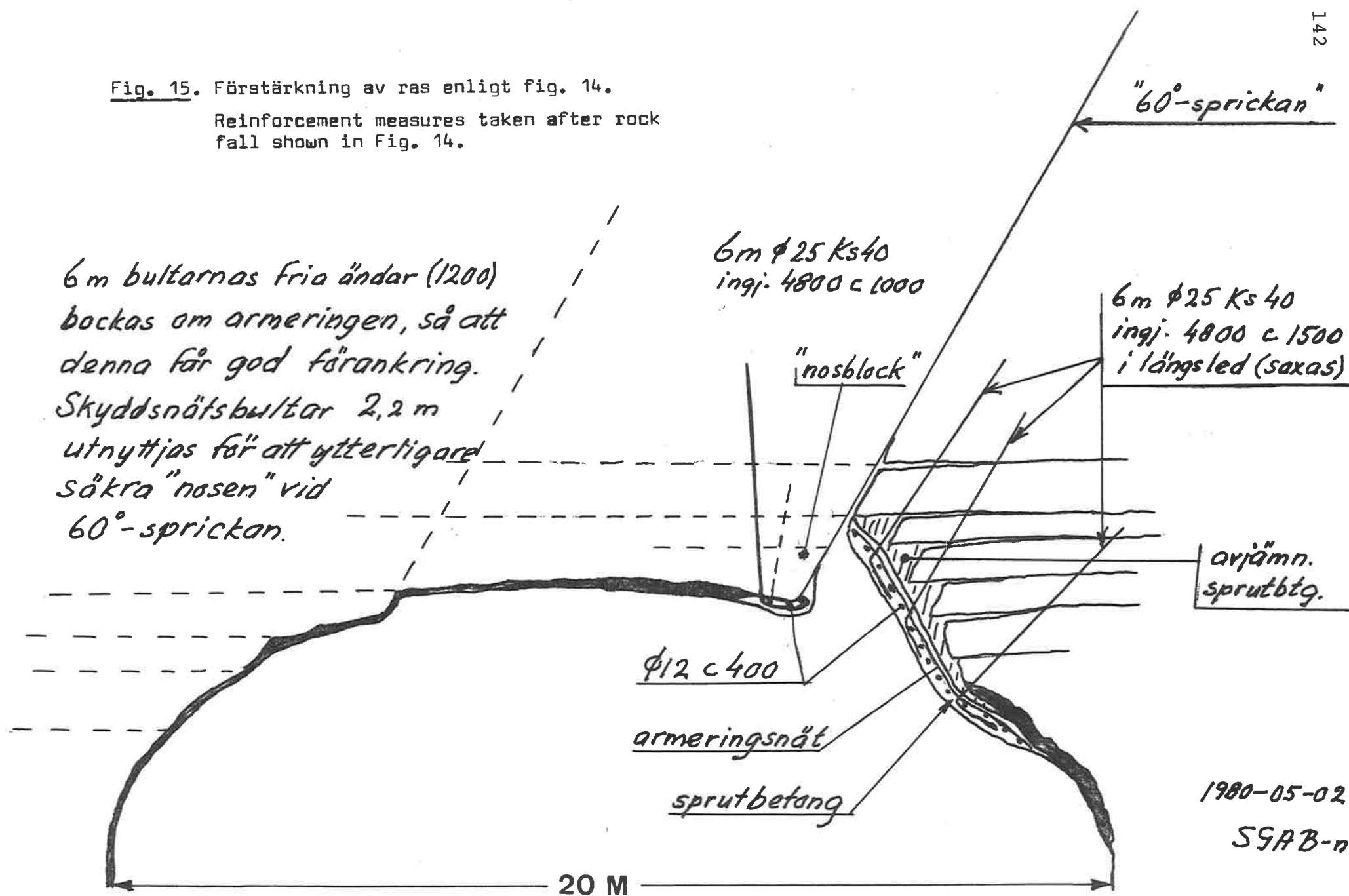


Fig. 14. Ras i tunnel 38 sektion 550 - 580, se fig. 4.
Kartering utförd av BERGAB.

Compression rock failure and rock fall of a reinforced roof area in tunnel 38 section 550 - 580, cf. Fig. 4. Mapping by BERGAB.

Fig. 15. Förstärkning av ras enligt fig. 14.

Reinforcement measures taken after rock fall shown in Fig. 14.



denna anläggning fått större problem än som kunde förväntas ur parametrarna σ_T och σ_d . Flera förklaringar har berörts här - granitens benägenhet för horisontell uppsprickning, residualspänningar (15) (16) och en viss tendens till sprött brott utan energitillförsel (klass II-brott, fig.10) omedelbart efter att brott initierats. Den inbördes fördelningen på dessa orsaker är ej möjlig att göra f n och ingenjörsmässigt får man nöja sig med att uppskatta ett "bedömt lågt" värde på σ_d , se fig.7.

Övergång från sprutbetong till nätförstärkning av tunnel-taken medförde nya och kostnadskrävande anordningar för att gardera ökad explosionsrisk under drift. Som alternativ förstärkningsmetod diskuterades "skinnbultning" (fig.8) i kombination med fiberarmerad sprutbetong. Denna ansågs dock (1979) ej tekniskt pålitlig vid taksprutning och skulle dessutom troligen leda till samma explosionsrisk som nätalternativet.

I samband med olika rassituationer har man haft anledning att observera att valvningen 1 : 5 hos taken haft gynnsam effekt för att begränsa rasomfattningen, se t ex fig. 14. De horisontella skivorna vid anfangen bygger - trots att de kan inbördes förskjutas - upp en trappkonsol med betydande bärförmåga, som dessutom låter sig enkelt förstärka med rimligt långa bultar. Liknande gynnsamma erfarenheter av valvade tak redovisas från stora gruvrum under högt tryck (17).

De problem, som bergspänningarna gett upphov till, har vållat såväl entreprenör som beställare stora bekymmer. Den valda metoden att i första hand samla båda parter goda krafter och vilja för att lösa de tekniska problemen så att jobbet kan gå vidare har visat sig framgångsrik. Sedan tekniskt-ekonomiskt riktiga totallösningar tagits fram för varje problemställning, har det sedan varit möjligt att lösa de ofta komplicerade ekonomiska-juridiska frågorna på basis av i varje fall gemensamma tekniska värderingar. Det är troligt att detta arbetssätt starkt bidragit till att detta svåra arbete kunnat drivas till slut utan manspillan.

Brofjordens planerade sista etapp för 1400 000 m³ lagerutrymme har förprojekterats i en bergmonolit nära intill den nu ianspråktagna. Geologin är mycket likartad. Vattenfall har utfört inte mindre än 15 spänningsmätningar i 3 borrhål (18). De synnerligen goda resultaten redovisas på fig. 16 med utvärderade horisontalspänningar på två nivåer, en över och en under planerade lagerrums hjässor. Som synes, jfr fig. 4, är spänningsförhållandena ganska lika föregående etapp, varför likartade problem kan förväntas uppkomma. Med underlag i redovisade erfarenheter föreskriver ÖEF i framtagna programhandlingar följande åtgärder:

- Skonsam sprängning skall utföras med skadezondjupet i gallerier och transportorter begränsat till 0,3 och i paller till 0,6 m.
- Galleritaken förses generellt och transportorterna vid behov med trådnätstängsel 50 x 50 x 3 mm infäst med 2 m ingjutna bultar $\varnothing$ 19 c 1,5 m. Bultarna förses med fyrkantbrickor 300 x 300 x 5 mm. Näten skall monteras så nära gallerifront som är möjligt utan sprängskador.

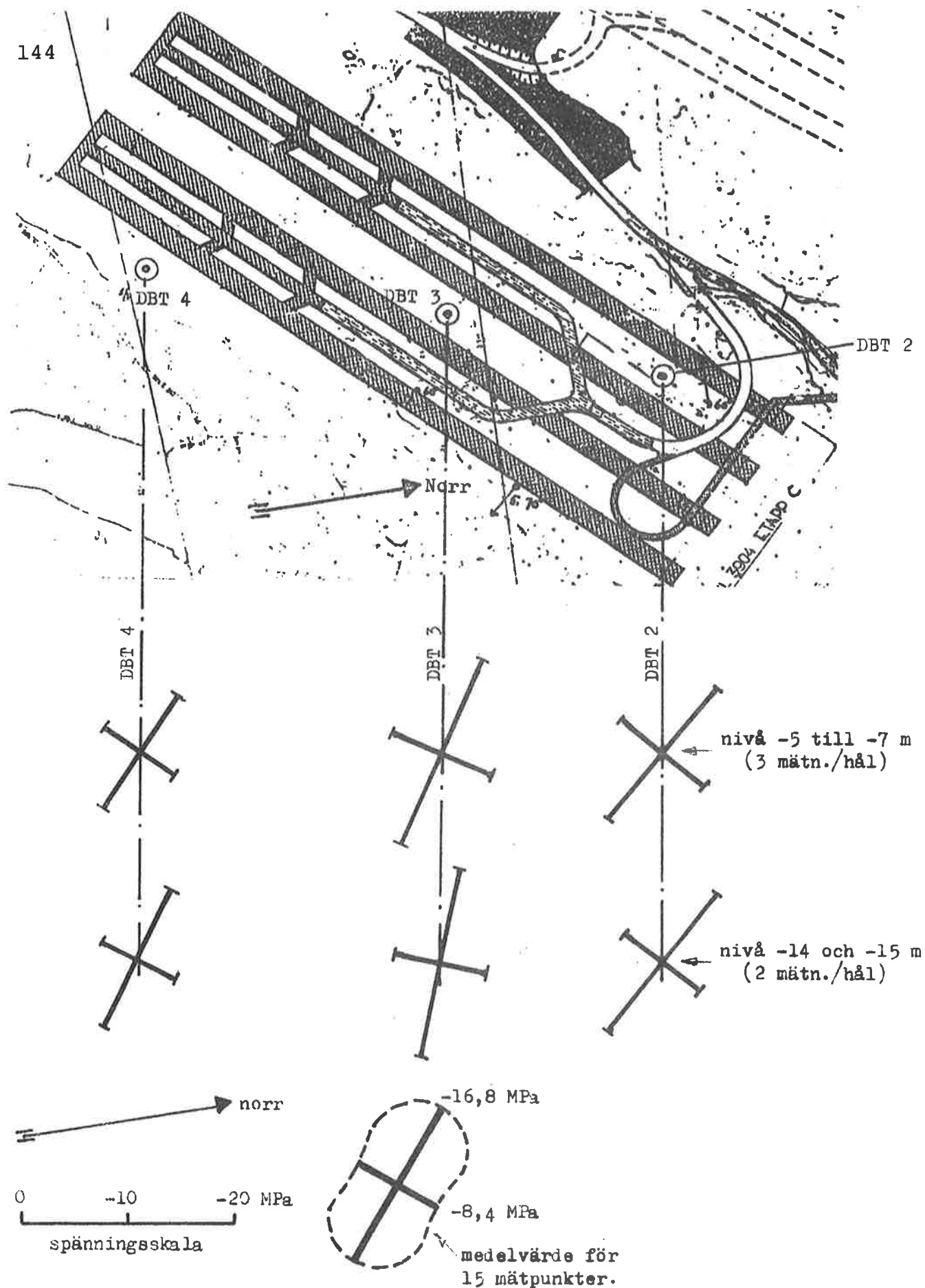


Fig. 16. Primära huvudspänningar i horisontalplanet uppmätta i övre tunnelnivå för planerad ny lagringsanläggning i Brofjorden (18).

In-situ horizontal stresses measured at upper part of storage tunnels in an area at Brofjorden, where a new crude oil storage is planned (18).

- Sprutbetong i taken slopas.
- Samma valvform i taken kommer att bibehållas med pilhöjdsförhållande ca 1 : 5.

SUMMARY

At Brofjorden in the western part of Sweden a 2600 000 m³ crude oil depot has been excavated as tunnels underground in granite rock. The lay-out of the three twin-tunnels and the excavation technique is illustrated in Figs. 1-3.

The granite is very good - RQD = 0,9-1,0 - and similar tunnels have been excavated in near-by locations without any difficulties. In this case, however, rock burst phenomena occurred already in the access tunnels. In-situ stress measurements made by the Swedish State Power Board (1)(2) showed that considerable horizontal compression stresses prevailed, Fig. 4.

The contract stipulated that storage tunnel roofs should have a coating of 25 mm shotcrete. When excavation of the tunnel headings began, spalling of rock slices and adhering shotcrete occurred with risk for labour safety, Figs 5 and 6.

A working group with representatives for the Owner, the Contractor and their consultants as well as the employees was organized. Norwegian experience of rock bursts as shown in Fig. 7 (4) indicated that with estimated tensile strength $\sigma_d \approx 12-20$ MPa the phenomenon should be mild. From functional reasons the Owner wanted the shotcrete to be used.

It was decided that the tunnel roofs should be strengthened against scabbing by short 1 m anchor bolts at a medium distance of 1,5 m plus the shotcrete 25 mm coating. Grouted long bolts were used for other strengthening as shown in Figs. 8 and 9. With this measures the heading excavation could be performed in safety.

However, when excavation of the first bench with horizontal drilling (Fig.3) was started, the rock bursts from the roofs started again and excavation was stopped. The labour safety authority prescribed that wire mesh protection had to be used in order to get permission for further excavation. Laboratory investigations of the rock postfailure characteristics showed that the rock had a tendency for class II behaviour directly after failure load, see Fig.10. There were also indications of residual stresses and a very strong tendency of the granite to crack horizontally.

In view of these findings it was decided to use wire mesh protection carried by 2 m grouted bolts at distances 1,5 x 2 m as a standard. The shotcreting was stopped.

This decision necessitated a redesign of the operation system for the storage, since the risks for gas explosions were now altered.

With the wire mesh protection the excavation of both benches has been successfully carried out. Fig. 11 shows a field test made in order to find out what load of scabbed rock the wire mesh could safely carry.

The convergence between tunnel walls has been measured at some sections shown in Fig. 4. Fig. 12 and 13 show examples of the results for tunnel 1A. The correspondence between convergence and stress relief is obvious. The deformations measured are of a magnitude corresponding to a rock mass deformation modulus of about 0,4 E.

Some fairly big cave-ins have occurred in the tunnel roofs. Figs. 14 and 15 show an example of such a rock-fall in tunnel 38, see Fig. 4, and the strengthening measures applied afterwards.

The total experience from construction of the Brofjorden plant indicates, that in using the rock burst diagram of Fig. 7 an "effective" tensile strength σ_d of about 3-5 MPa might be a proper basis for an engineering judgement of the risks for rock burst in rock masses with similar character.

A new storage plant underground for 1400 000 m³ crude oil is planned in a neighbour granite rock mass. In situ stress measurements made there and shown in Fig. 16 indicate that the stress-induced problems might be similar for this new plant.

REFERENSER

- (1) Scherman, K.-A. Erfarenheter från 15 års bergspänningsmätningar vid Vattenfall. Ber-Hiltscher, R. Fo:s Bergmekanikdag 1980, sid.77-95.
Martna, J.
- (2) Ingevald, Kj. Brofjorden, Bergtrycksmätning vid Strindell, L. anläggning 3904. Vattenfall rapport BTH-SV-L-566, nov 1977.
- (3) Bergman, S.G.A. Spänningsmätningar i skandinavisk berggrund-förutsättningar, resultat och tolkning. Kärnbränslesäkerhet (KBS) Teknisk rapport 64, Stockholm 1977.
- (4) Russenes, B.F. Bergslagsanalyse for tunneler i dalsider. Hovedfagsoppgave, Geologisk Institutt, Trondheim 1974.
- (5) Martinetti, S. Evaluation of strength indexes of Ribacchi, R. rock materials by means of the irregular lump test. ISRM 3rd Congress, Vol.II A, pp 65-69, Denver 1974.

- (6) Bergman, S.G.A. Spänningar i berg. Bergförstärkningar. Bygg VI, kap 994:2, Stockholm 1965.
- (7) Olofsson, T. Bergarters brottkaraktistik-Klassificeringssystem för sprödhet, BeFo:s Bergmekanikdag 1980, sid.41-48.
- (8) Olofsson, T. Parameterbestämning av bohuggranit från Brofjorden. Rapport 1979-03-01, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå.
- (9) Stille, H. PM-Punktlasttest av kärna från Brofjorden, Hagconsult AB, Stockholm 1979-03-05.
- (10) Tenne, M. Protokoll från konvergensmätningar i ÖEF anläggning 3904 Brofjorden 1980-04-25. Hagconsult AB.
- (11) Yoshida, M.
Yoshimura, K. Deformation of rock mass and stress in concrete lining around the machine hall of Kisenyama underground power plant. Proc. ISRM 2nd Congress 1970, vol.2, 4-29, Belgrad.
- (12) Aramburu, J.A. La Angostura dam underground powerhouse: Prediction and measurement of displacements during excavation. Proc. ISRM 3rd Congress 1974, vol.II B, pp 1231-1241. Denver.
- (13) Westin, S. Undersökelse av formändringsförhållena i fjell ved expansionsmålingar i stålforete tryckrör. NIM 4, Helsingfors 1951.
- (14) Hiltcher, R. Mätning av deformationsmodulen på olika nivåer i berg genom axiell tryckning i borrhål. Bergmekanik, IVA Medd.142, 1965, s.145-151.
- (15) Stephansson, O. Residuala spänningar vid bergtryck. BeFo:s bergmekanikdag 1974, s. 134-141.
- (16) Buen, B. Residualspänningar i fjell, Rapport nr 3, juni 1977, Geologisk Institutt, Norges tekniske høgskole, Trondheim.
- (17) Waldeck, H.G. The design and support of large underground chambers at depth in gold mines of the Gold Fields Group of South Africa. Proc.ISRM 4th Int Congress, Montreux 1979, vol.1, pp 565-571.
- (18) Ingewald, Kj.
Strindell, L. Brofjorden II. Bergspänningsmätning vid anläggning 3904 C. Vattenfall rapport BTH-SV-L-602, juli 1980.

HØYE SPENNINGER I FJELL - EKSEMPLER FRA NORSKE ANLEGGHIGH STRESSES IN ROCK - CASE HISTORIES FROM NORWEGIAN
CONSTRUCTIONS IN ROCK

Bergingeniør Anders Heltzen,
Institutt for Fjellsprenningsteknikk, Oslo
og Dr.ing. Arne Myrvang,
Institutt for gruvedrift, NTH, Trondheim

INNLEDNING

Bergspenningsmålinger kom for alvor igang i Norge i midten av sekstiårene. Siden den gang er det samlet et betydelig materiale om spenningsforholdene under ulike geologiske og topografiske forhold fra en rekke steder i landet.

Det ble tidlig klart at horisontale eller nær horisontale spenninger som regel er høyere enn de teoretiske horisontalspenninger beregnet ut fra overliggende masse og bergartens elastiske egenskaper. Ikke sjelden er horisontalspenningene høyere enn vertikalspenningen og kan forårsake meget alvorlige bergtrykksproblemer selv på moderate dyp. Ofte kommer disse problemene overraskende, noe som fører til ytterligere komplikasjoner for driften.

Et blikk på berggrunnskartet over Norge viser et bredt spektrum av bergarter, fra prekambrisk urberg til devonbergarter på Nord-Vestlandet og jurabergarter på Andøya i Troms. I perioder av berggrunnens historie har det skjedd voldsomme tektoniske omvandlingsprosesser med sterk folding, vulkanisme, overskyvninger og forkastninger. Det er derfor egentlig ikke overraskende at høye spenninger finnes mange steder. Fig. 1 viser en oversikt over horisontalspenningsverdier målt på en rekke lokaliteter i Norge. Selv om spredningen er stor (bla. på grunn av topografiske forhold) ser det faktisk ut til å være et visst system i

spenningsbildet, med største horisontale spenning parallelt den kaledonske fjellkjede som et karakteristisk trekk. Ellers er det særlig i de prekambriske urbergsområdene at bergtrykksproblemer er mest fremtredende. Dessuten har en ofte hatt markante problemer i granitter av permisk alder i det såkalte Oslofeltet.

Ellers vil de topografiske forhold kunne gi meget stor bergoverdekning og tilsvarende høye spenninger i forbindelse med bergrom.

I mange tilfeller kan dagfenomener gi en pekepinn om spenningsbildet. Et eksempel på dette er den karakteristiske avskalling parallelt overflaten en ofte ser i steile dal- og fjordsider. Dette er særlig typisk i homogene gneiser og granitter, og har ofte opprinnelse i rent gravitative spenninger pga. høye fjell. Det finnes imidlertid også eksempler på at avskallingen skyldes horisontalspenninger parallelt fjellsiden, og ikke sjelden opptrer utpreget benkning (eksfoliasjon) på grunn av høye geologiske spenninger parallelt overflaten.

EKSEMPLER

Det finnes et meget stort antall eksempler på bergtrykksproblemer fra norske anlegg, men en skal her konsentrere oppmerksomheten om fire anlegg av forskjellig type og beliggenhet hvor det også er foretatt spenningsmålinger.

1) Sildvik Kraftverk

Dette ligger øst for Narvik. Selve kraftstasjonen ligger praktisk talt under malmbanen Kiruna-Narvik. Alle tunneller og bergrom i forbindelse med anlegget ligger i grunnfjellsbergarter (urberg) i det såkalte Rombaksvinduet.

Selve kraftstasjonen ligger i en metamorf kvarts-biotittskifer nær kontakten til granitt. Allerede under driving av adkomst-

tunnellen fikk en tildels store problemer med sprakefjell i taket av tunnelen. Høsten 1979 ble det utført bergspenningsmålinger i tunnelen, og disse viste høye horisontale spenninger. Største hovedspenning $\sigma_1 = 21,2 \text{ MPa}$ er praktisk talt horisontal og orientert tilnærmet parallelt grensen mellom granitt og skifer.

Mellomste hovedspenning $\sigma_2 = 18,1 \text{ MPa}$ er også praktisk talt horisontal mens minste hovedspenning $\sigma_3 = 7,9 \text{ MPa}$ er tilnærmet vertikal.

I tunnelene i forbindelse med kraftstasjonen er taket sikret med bolter kombinert med sprøytebetong. Dette har gitt en meget god effekt og sprakingen har som regel stoppet momentant. I andre tunneller hvor tilførsel av betong har vært tungvint, er det brukt bare bolting med 2,4 m forspente bolter. Boltene forbindes vanligvis med stigeband. For å ta opp deformasjoner av berget legges en 10 mm gummiplate mellom berget og underlagsplaten og dette har hatt en god effekt. Over lange strekninger er det brukt opptil 10 bolter pr. m tunnel (tverrsnitt 15 m^2). Over enkelte strekninger er det også brukt netting og store trekantplater.

Under driving av toppstollen i kraftstasjonshallen hadde man kraftig spraking i taket. Der hvor sprakingen var mest intens, ble det betongsprøytet før bolting. Ellers ble det boltet først hvorefter de frilagte flatene ble belagt med sprøytebetong.

Hallen har en spennvidde på 14 m (fig. 2). Det endelige hvelvet ble sikret med innstøpte 25 mm kamstålbolter - 6 m lange i midtfeltet, avtakende til 3 m utover mot vederlagene og satt i mønster $1,3 \times 1,3 \text{ m}$. Bolter og bånd ble sprøytet inn i et nytt lag sprøytebetong slik at total betongtykkelse er kommet opp i 12-15 cm. Sikringsnett er strukket over hele hvelvet. Tilsvarende sikring er foretatt i veggene men her er det brukt kortere boltelengder.

I toppstollen er det foretatt spenningsmålinger i det umiddelbare taket og i den ene veggen (fig. 2). I taket ble det målt maksimalt ca. 40 MPa med orientering omtrent normalt hallens lengdeakse. Langs hallen ble det målt ca. 20 MPa både i taket og i veggen.

Ved nedpalling til full høyde har spenningene i taket sikkert økt betydelig.

Det er konstatert noe oppsprekking av sprøytebetongen i et hjørne, og i en kortvegg, men ellers har en etter at sprengningsarbeidene er fullført, bare hatt ubetydelige utfall.

I taket og midt i veggen er det montert borhullsekstensometre (fig. 2). Begge har ett anker forankret i 6 m hulldyp. Målinger frem til november 1980 viste en bevegelse innover i veggen på ca. 7 mm. Ekstensometret viste markante endringer umiddelbart etter sprengning av pallsalver som det fremgår av fig. 3. Det alt vesentlige av deformasjonen har funnet sted i løpet av de første ca. 10 minutter etter sprengning.

I taket har en bare hatt en ubetydelig bevegelse nedover (ca. 0,7 mm).

Mens kraftstasjonen ligger i glimmerskifer ligger overførings-tunnellen i granitter. I overføringstunnellen mellom Hundalen og Sildvikvann har en hatt meget intens bergtrykksaktivitet både i tak og vegger selv om overdekningen bare er ca. 125 m. Bergtrykksmålinger her viste en flattliggende største hovedspenning på 14 MPa og minste hovedspenning på 8 MPa. Orienteringen er omtrent den samme som i kraftstasjonen hvilket indikerer et "regionalt" spenningsfelt. Retningen av σ_1 er omtrent parallell med den mest fremherskende sprekkeretning som danner en meget spiss vinkel med tunnelaksen [1]. Sprekkeplanene danner plane "veggplater" som knekkes frem av bergtrykket.

Bolting utføres med borriggen. Det blir boltet mer eller mindre systematisk. Et rasjonelt opplegg har ført til høye effekter, og også høye fortjenester for stuffolkene. En kan spørre seg om det i en slik situasjon ikke boltes for mye på grunn av gunstige akkorder. En er her inne i en utvikling som en bør være oppmerksom på. Med en streng miljølovgivning i bakgrunnen har anleggsledelsen begrensede muligheter til å gripe inn i et sikringsopplegg som tunnelfolkene selv mener er nødvendig.

Ved Sildvikanlegget pågår for tiden den første boring av skråsjakt med ordinær fullprofilmaskin i Skandinavia. Sjakten har en diameter på 2,5 m og bores oppover med stigning 45°. Prosjektert lengde er 830 m.

Bergtrykket gjør seg gjeldende også her, men ut fra tidligere erfaringer og bergspenningsmålinger var en forberedt på dette og kunne treffe tiltak for å møte vanskelighetene. Man vurderte hvordan forholdene ville bli foran selve borhodet ved kutter-skiftning, og hvordan en skulle sikre folk mot sprakefjellsfragmenter under transport opp og ned sjakten. Dette blir gjort med systematisk bolting for hvert framflytt (70 cm). Det bores 6-8 stk. 1 m bolter fra en standplass foran førerkabinen på TBM-en. Netting med 25 x 50 mm ruter settes opp og presses på plass av preformete stigeband. Det har allerede samlet seg betydelige mengder avskallet flak bak nettingen.

Etter endel innkjøringsproblemer går driften nå utmerket med 74 m pr. uke som beste resultat hittil. Det kan nevnes at bergarten har trykkfasthet i området 150-200 MPa.

2) Fjellsveien Kloakktunnel, Drammen

Her ble det i 1977-78 drevet en ca. 2 km tunnel med tverrsnitt 7,5 m². Ca. 1,3 km går i permisk granitt, mens resten går i kambro-silurisk hornfels. Overdekningen er i området 0-150 m. Bergslag i tunneltaket ble først konstatert ca. 500 m inn, og intensiteten økte sterkt innover til ca. 1 km. Framdriften ble

sterkt hindret. Bolting og sikring med bånd og netting som er den tradisjonelle metode under slike forhold, kunne ikke tilrås brukt pga. risiko for personskader under boring og montering. Det ble derfor forsøkt å bruke sprøytebetong, og dette ga en meget god effekt. I de verste partiene ble det sprøytet i 2 omganger, før og etter utlasting. Man forsøkte å etablere et 4-6 cm. betongsjikt.

Bergtrykksmålinger i tunnellen viste at største hovedspenning lå praktisk talt horisontalt og hadde lengst inn en tallverdi på 24 MPa. Målinger direkte i taket viste spenninger helt opp til 92 MPa. Fig. 4 viser et typisk spenningsforløp. Det ble også målt direkte i sprøytebetongsjiktet i flere lokaliteter. Disse målingene viste i alle lokaliteter svært lave verdier (0-1,1 MPa). Dette indikerer at betongens viktigste oppgave er å holde bergfragmentene på plass, slik at berget selv tar opp det aller meste av spenningene.

De høye spenningene i granitten ser bare i liten utstrekning ut til å bli overført til hornfelsene.

To år etter at anlegget er ferdig har en konstatert lokale avskallinger av betong, men dette berører bare en meget liten del av den totale flate som er betongsprøytet.

3) Holmlia idrettshall, Oslo

Dette er et av tre kombinerte idrettsanlegg og tilfluktsrom som er bygget eller er under bygging i Osloområdet. Fig. 5 viser en plan over anlegget. Overdekningen er svært liten, 17-20 m. Før utsprengning av hovedhallen ble det montert et borhullsekstenso-meter som vist i fig. 6 og avlesninger ble foretatt under hele sprengningsperioden. Etter at hallen var ferdigsprengt, ble det foretatt bergspenningsmålinger i det umiddelbare taket av hallen. Disse viste såpass høye gjennomsnittsverdier (over ca. 2,5 m) som 6,7 MPa orientert som vist på fig. 5.

Ekstensometeravlesningene (fig. 7) viste en klar oppadgående bevegelse av taket under sprengningen. Dette kan forklares som en effekt av de horisontale spenninger som målingene antyder. Her dreier det seg imidlertid om en positiv effekt av spenningene ved at taket får en gunstig "forspenning".

4) Oppljostunnellen (veggtunnel), Strynfjell [2]

Denne tunnelen er en del av høgfjellsforbindelsen mellom Ottadalen og Stryn (Øst-Norge og Vest-Norge). Tunnelen går i gneisbergarter og traséen danner på en stor del av lengden en spiss vinkel med foliasjonen. Overdekningen varierer mellom 200 m og 600 m (fig. 8). Bergtrykksproblemer var kun ventet i nærheten av dalsiden i nordøst (til høyre fig. 8). De første 1600 m fra nordøst ble imidlertid drevet praktisk talt uten stabilitetsforstyrrelser, men ved ca. 1600 m begynte en å få betydelige avskallinger i taket med tilhørende forstyrrelser av driften. Overdekningen var da ca. 475 m. Etter hvert økte intensiteten og problemene resulterte i en drastisk reduksjon av inndriften (fra vel 50 m/uke til under 15 m/uke). Problemene vedvarte helt til driften fra øst ble avsluttet ca. 2300 m inn. Resten av tunnelen ble drevet fra vest, og av hensyn til driftsopplegget fra vest, var det ønskelig å få en formening om spenningsforholdene på den resterende del av traséen.

Målingene viste en dominerende, nær horisontal største hovedspenning på $\sigma_1 = 20,8$ MPa. Denne var orientert omtrent normalt foliasjonens strøkretning, parallelt fjellsiden og normalt tunnelaksen (fig. 8). Mellomste og minste hovedspenning var orientert som vist på fig. 9. Overslagsmessig ville dette gi en maksimal tangentialspenning i tunneltaket på ca. 60 MPa, mens bergartens trykkfasthet ligger i området 47 MPa-127 MPa. Dette forklarer årsaken til avskallingen i taket. Ved økende overdekning vil tangentialspenningen avta, og dette kan forklare hvorfor en ikke hadde spraking under de høyeste overdekningene. Ut fra målingene og de geologiske data ble det laget en prognose

for bergtrykksutviklingen. Denne gikk ut på at en måtte regne med tilsvarende forhold helt til de siste 400-500 m ut mot Grasdalen (fig. 8). Her måtte en kunne regne med at spenningene var mer eller mindre utløst.

Ved oppstartning av drift fra Grasdalen ble det drevet ca. 900 m før avskallingstendensene begynte å forstyrre driften igjen og problemene fortsatte så frem til gjennomslag. Nå var en imidlertid forberedt på problemene og greide å holde en betydelig høyere inndrift enn på østdelen.

Den vanlige sikringsmetoden var bolting med varmforsinkede 20 mm KS 40 bolter forankret med hurtigherdende polyester. I og med at boltene er rustbeskyttet vil de kunne inngå i den permanente sikring av tunnelen. Det er brukt store, trekantede underlags-skiver (8 x 400 x 500 mm). Boltene ble i første omgang ikke forspent for å kunne ta opp en viss deformasjon. På endel strekninger var det nødvendig å supplere med bånd og netting. Fig. 10 viser et typisk tverrsnitt.

REFERANSER

- [1] Dahle, Tor: Sprekkeroser og geologiske observasjoner ved Sildvikanlegget.
Personlige meddelelser 1980.
- [2] Øvstedal, Erik: Bergtrykksproblemer og sikringstiltak, erfaringer fra Strynfjellsanlegget.
Bergmekanikk 1976.

SUMMARY

Rock stress problems are quite frequent in Norway. This may be due to topographical reasons, but often the problems seem to be related to high horizontal stresses. Examples of horizontal rock stress values are given. Four case histories are given.

Case_1 is from the Sildvik Hydroelectric power plant where high horizontal stresses ($\sigma_1 \approx 20$ MPa) have caused very considerable problems. The results from rock stress and deformation measurements are mentioned and methods for rock stabilization are described.

Case_2 is from the Fjellsvegen Sewage tunnel where high horizontal stresses in a permian granite gave heavy spalling in the tunnel roof. Rock stress measurements in the immediate roof gave stress values up to 92 MPa. The tunnel roof was supported by shotcreting, which gave a surprisingly good result. Stress measurements in the concrete layer itself show no or very low stresses (0-1,1 MPa). This indicates that the main function of the concrete is to keep the rock fragments in place, thus making the rock itself able to carry the major parts of the stresses.

Case_3 is from the Holmlia combined bomb shelter and sport hall. Measurements in the immediate roof of this 25 m span hall showed an average max. stress of 6,7 MPa even if the overburden is only 15-20 m. Borehole extensometer measurements showed an upward heave of the roof during blasting sequences. This can be explained as a positive action of horizontal stresses giving a "prestress" effect on the roof.

Case_4 is from the Oppljos highway tunnel, where the spalling roof problems increased with decreasing overburden. Rock stress measurements showed high horizontal stresses. The action of the

horizontal stresses are more or less independent of the overburden, while the vertical stress will increase with overburden. This will give increasing tangential stress with decreasing overburden. Based upon the rock stress measurements and geological data it was possible to make a prediction of the stress pattern for the rest of the tunnel path. This prediction turned out to be in fairly good accordance with reality during the excavation of the rest of the tunnel.

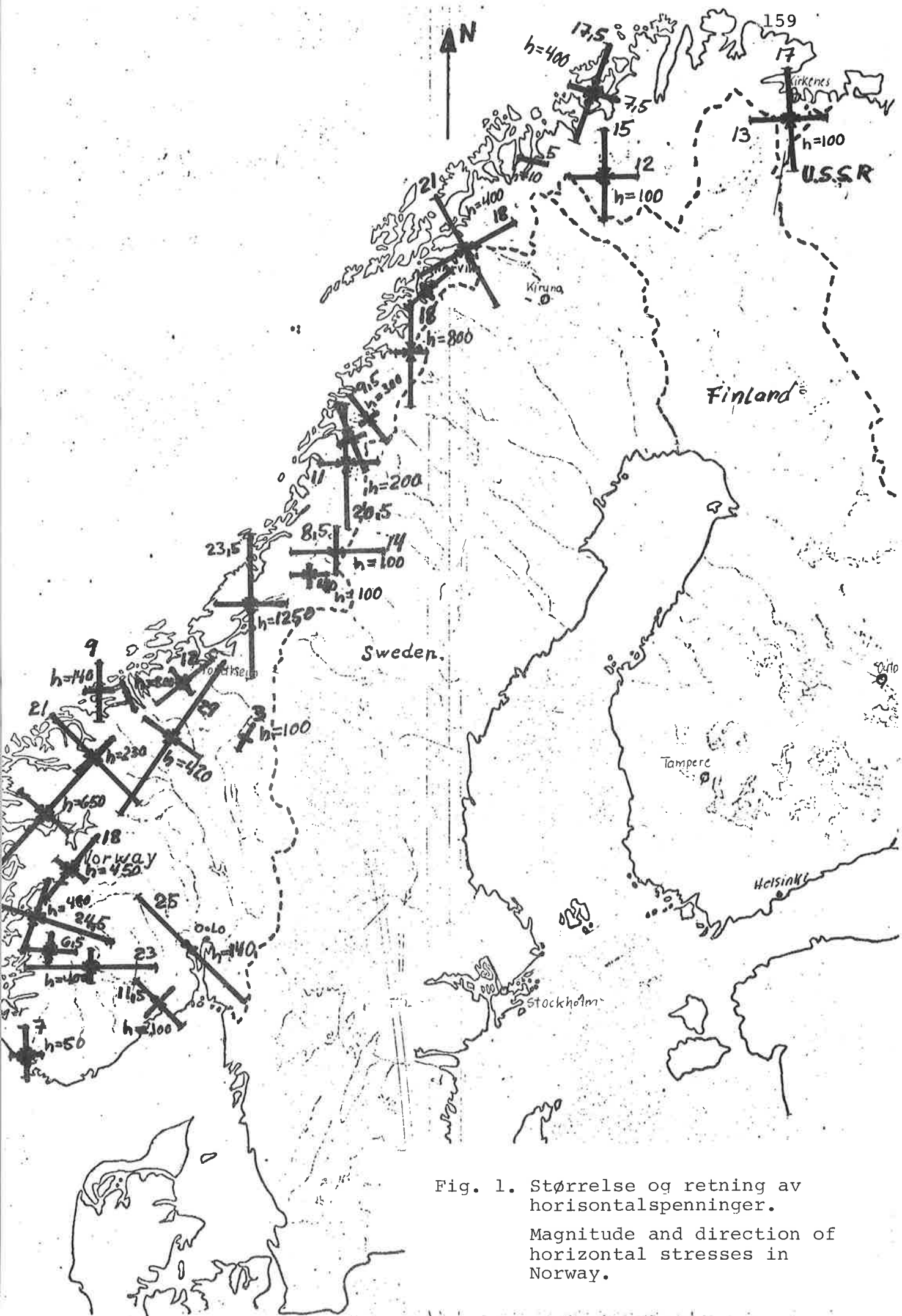


Fig. 1. Størrelse og retning av horisontalspenninger.

Magnitude and direction of horizontal stresses in Norway.

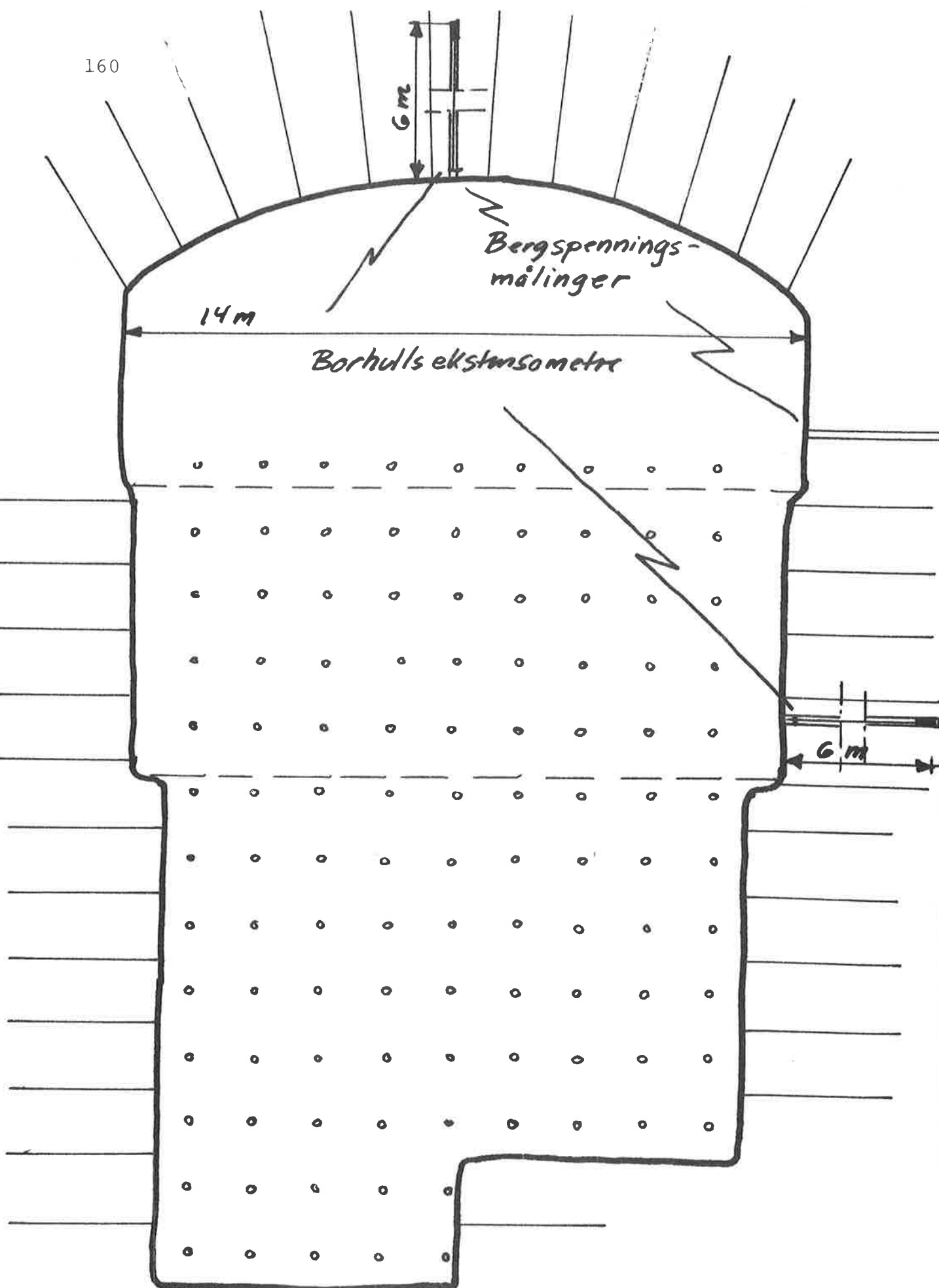


Fig. 2. Snitt gjennom kraftstasjon med boltemønster og lokaliteter for bergspenningsmålinger og borhullsextensometer.

Cross section through power station with bolting pattern and holes for rock stress measurements and borehole extensometers.

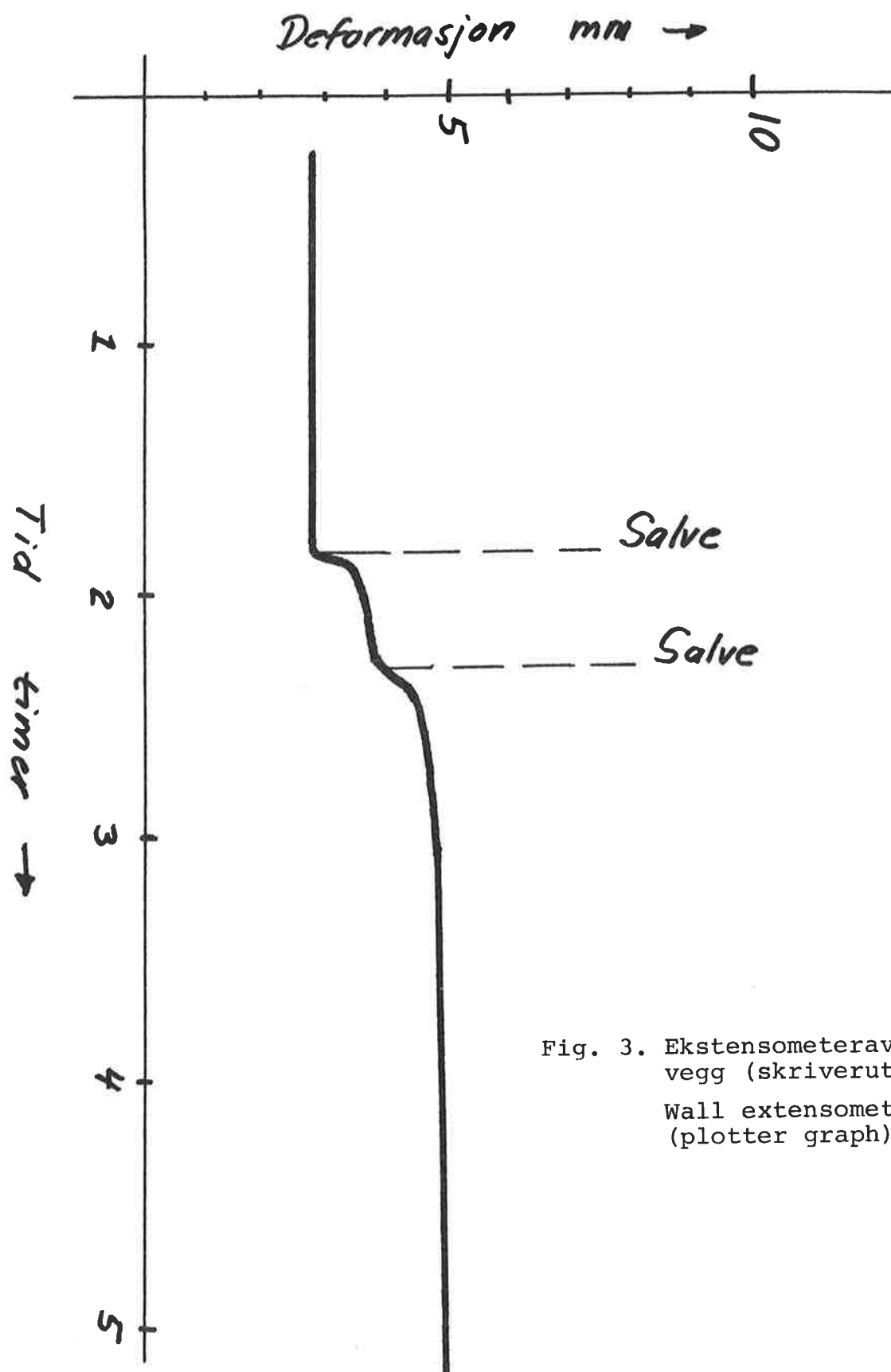


Fig. 3. Ekstensometeravlesning i vegg (skriverutskrift).
Wall extensometer readings (plotter graph).

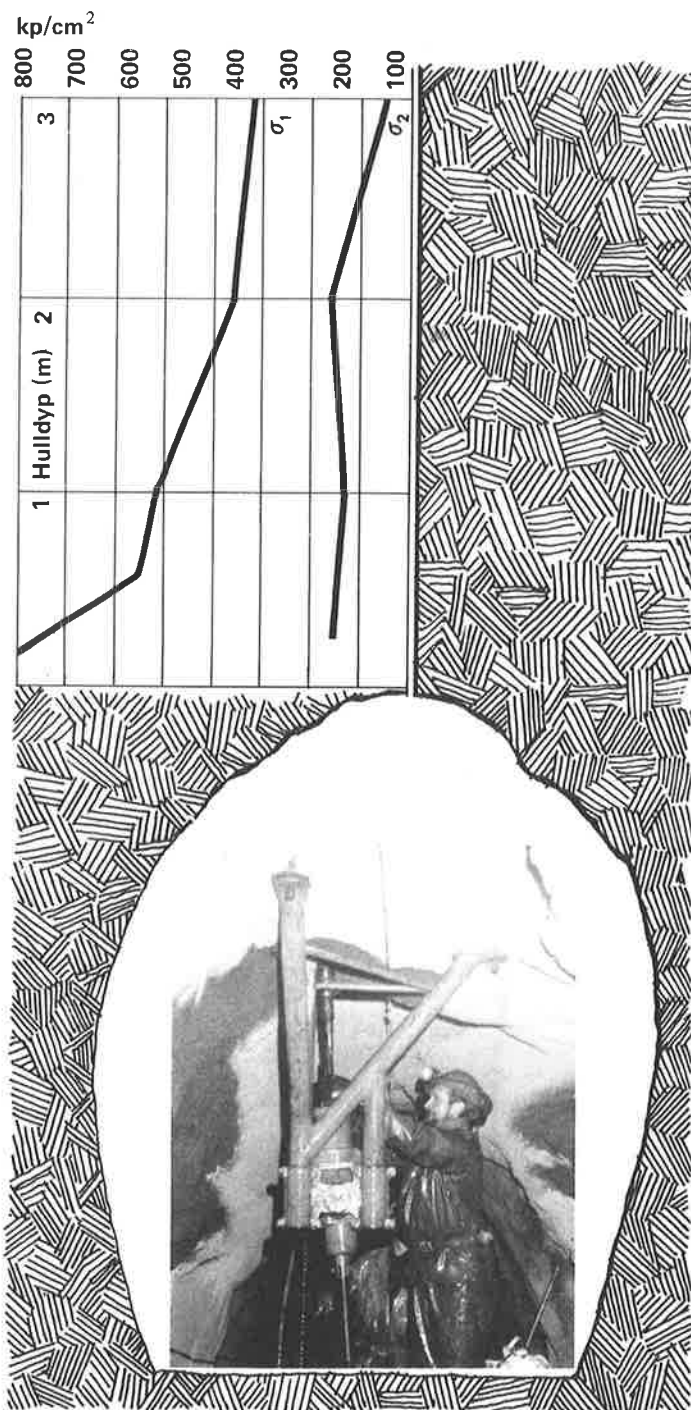


Fig. 4. Bergspenningsmålningar i taket av tunnel.

Rock stress measurements in the roof of tunnel.

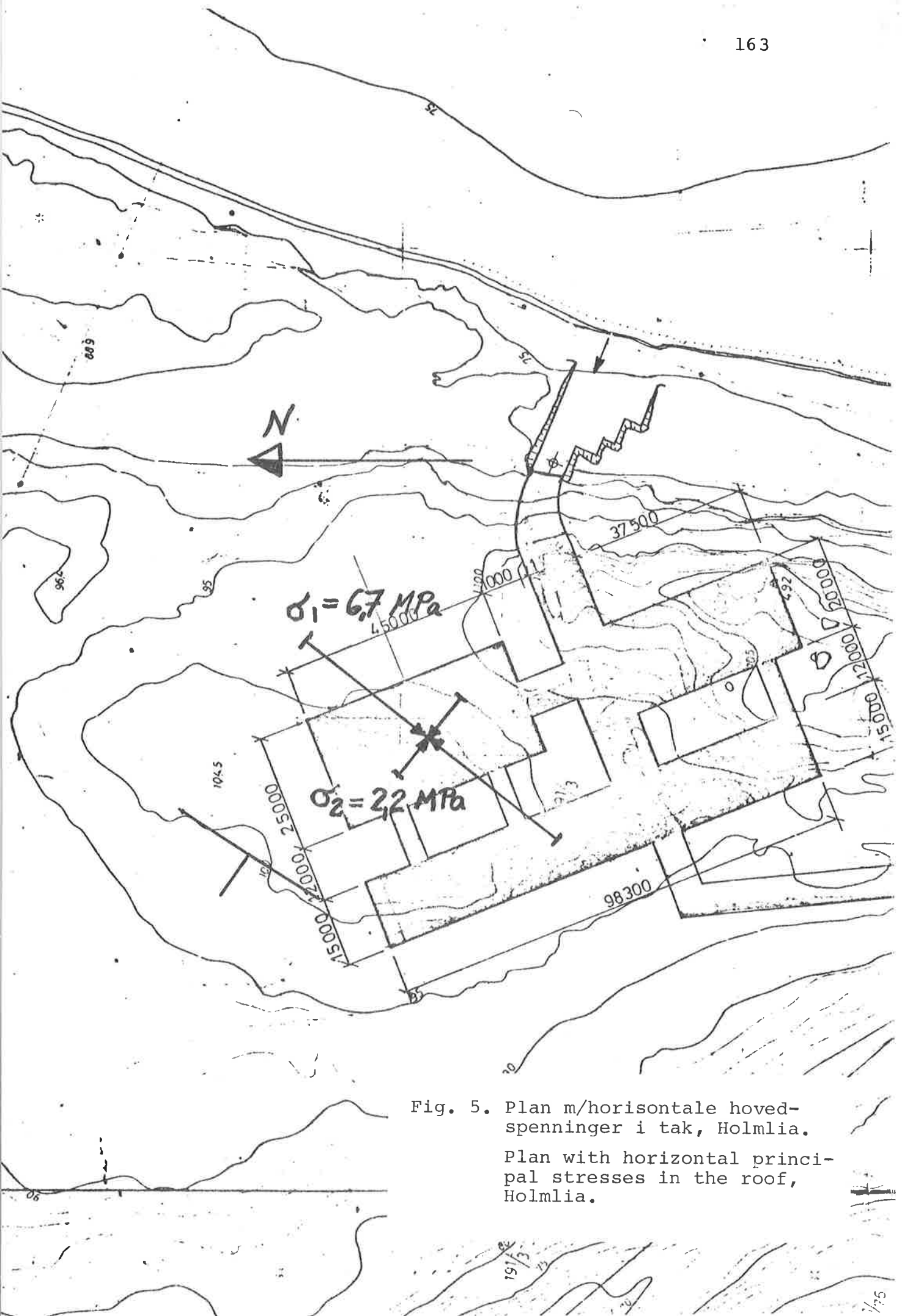


Fig. 5. Plan m/horisontale hovedspenninger i tak, Holmlia.

Plan with horizontal principal stresses in the roof, Holmlia.

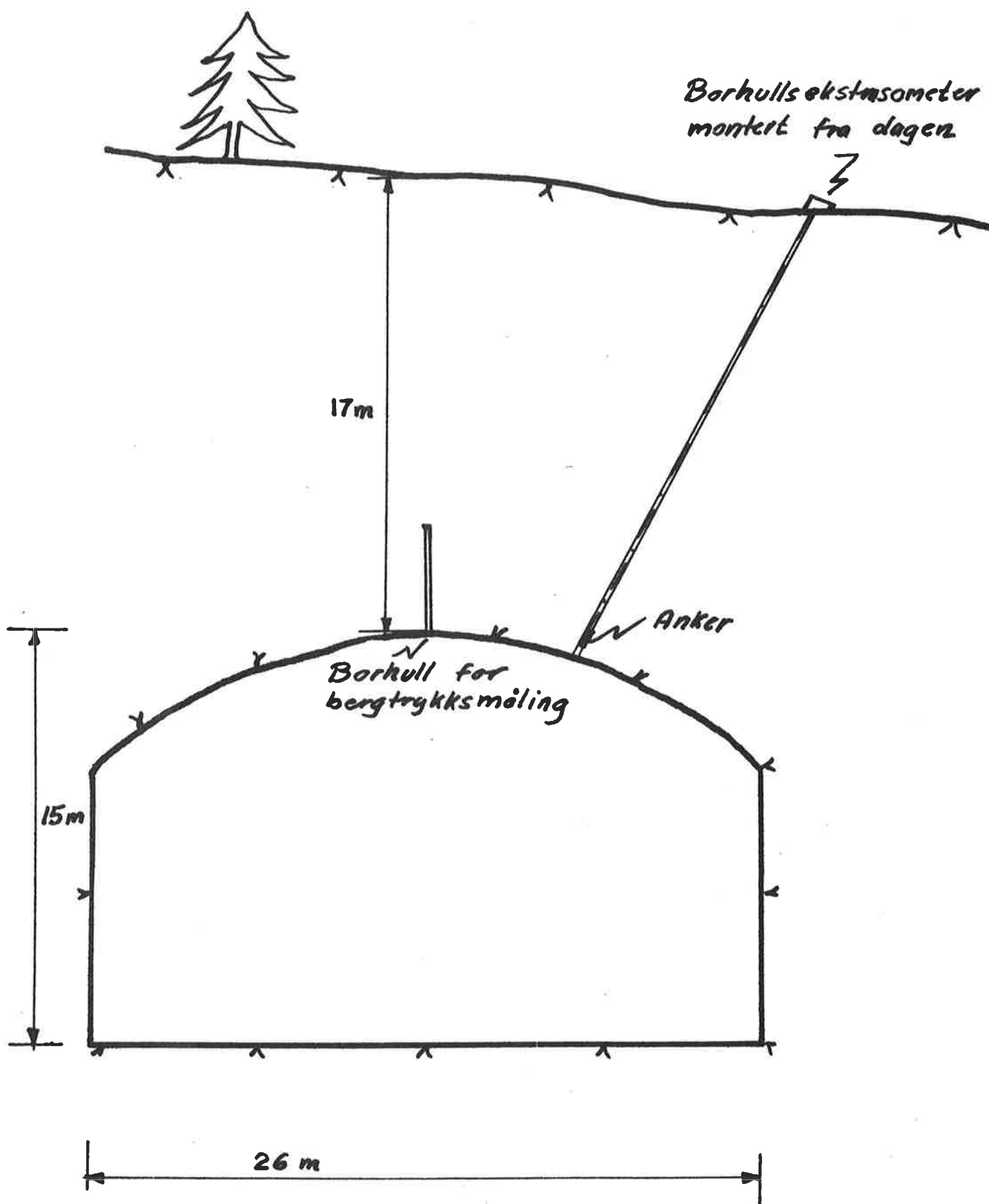


Fig. 6. Snitt gjennom hovedhall -
Holmlia.
Cross section through main
hall with location of extenso-
meter and rock stress measure-
ments - Holmlia.

Avvik fra nullstilling i mm.

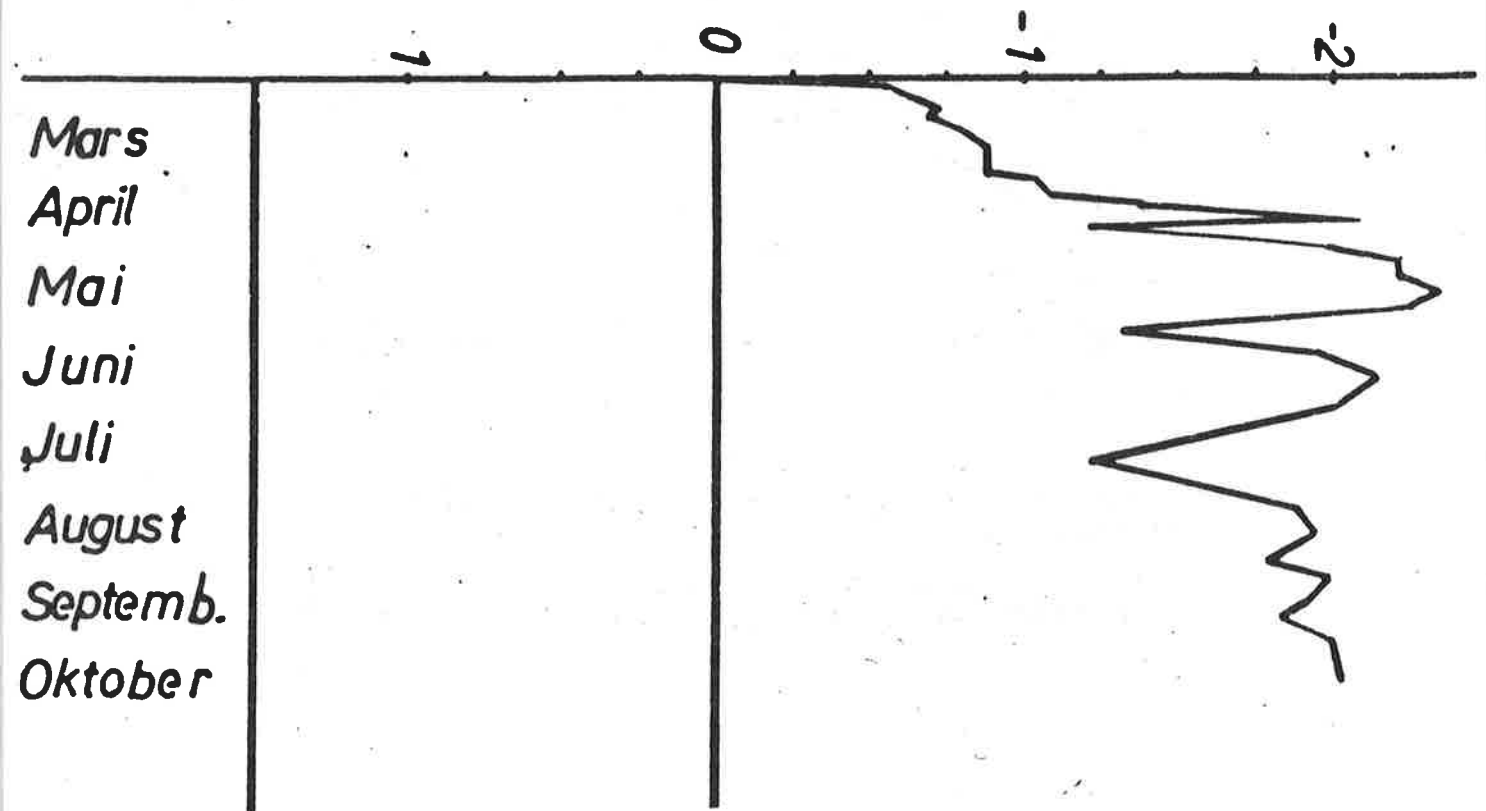


Fig. 7. Ekstensometeravlesninger (indikerer oppadgående bevegelse av anker).
Extensometer readings (indicating upward movement of anchor).

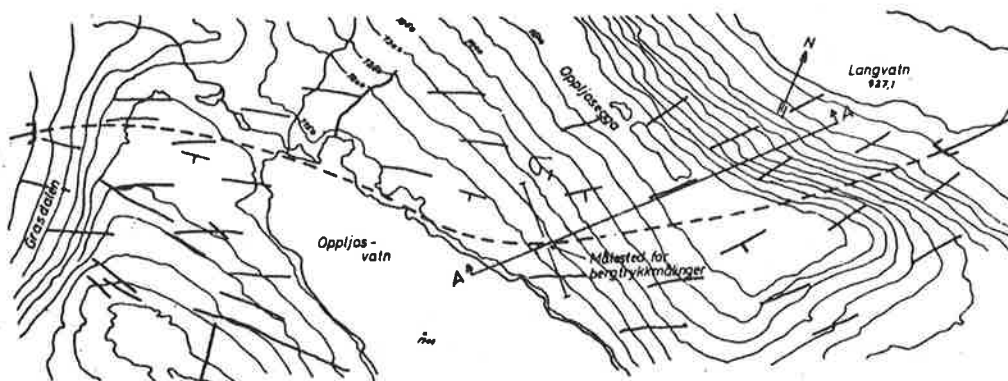
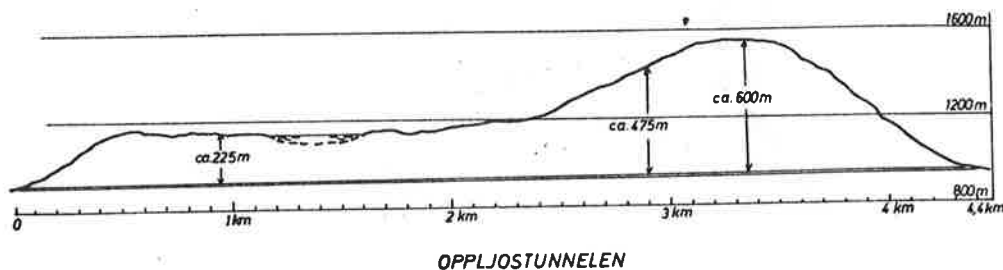


Fig. 8. Plan og lengdesnitt av Oppljostunnellen (etter Øvstedal).
Plan and longitudinal section of the Oppljos highway tunnel (after Øvstedal).

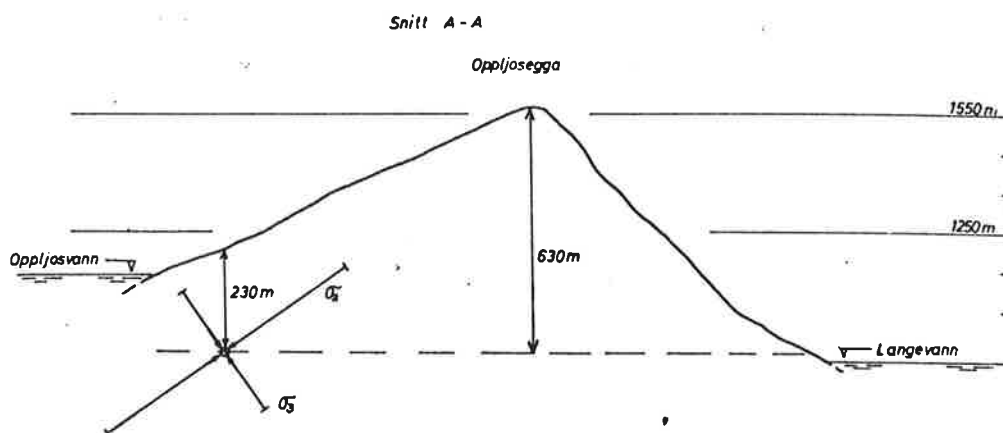


Fig. 9. Profil gjennom Oppljosegga normalt største hovedspenning σ_1 .

Section through the Oppljos range normal to the major principal stress σ_1 .

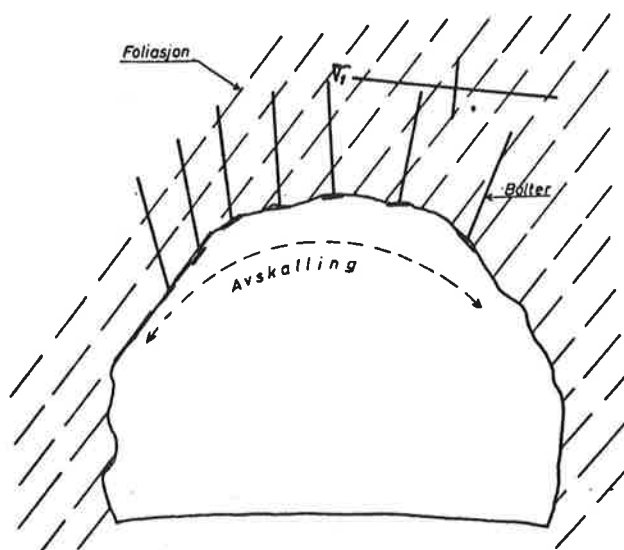


Fig. 10. Typisk profil i Oppljostunnellen med boltemønster. (Etter Øvstedal).

Typical cross section of the Oppljos tunnel with bolting pattern. (After Øvstedal).

OM BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR I FINLAND

About rock stress-measurements in Finland

Fil.mag. Olof Rosenlund, Rautaruukki Oy, Oulu

Diplomingenjör Pekka Lappalainen, Outokumpu Oy, Outokumpu

1. INLEDNING

De första bergspänningsmätningarna i Finland utfördes 1961 i Lojo under prof. Hasts ledning. År 1964 kom mätningarna på allvar igång och fram till nu har mätningar gjorts på närmare 40 ställen i landet.

1979 tillsatte Bergsmannaföreningen en kommitté, som fick i uppdrag att samla ihop uppgifter om och med en rapport redovisa för samtliga i Finland hittills utförda bergspänningsmätningar. Kommittéarbetet syftar på ett effektivare utnyttjande av mätresultat och förvärvad erfarenhet. Det utgör även en viktig grund för verksamheten i fortsättningen.

Kommittéen, som varit verksam sedan oktober 1979, har varit hopsatt av representanter för både industrin och högskoleforskningen. Arbetet har letts av prof. Raimo Matikainen, Tekniska Högskolan i Helsingfors. För närvarande håller kommittéen på att avsluta uppdraget och rapporten torde publiceras på våren 1981. Detta föredrag kan i det närmaste betraktas som en preliminär förkortad rapport.

I detta sammanhang må nämnas att samtliga inblandade organisationer har förhållit sig berömligt välvilligt till arbetet. Alla har frikostigt ställt behövt undersökningsmaterial till kommittéens förfogande.

Rapporten innehåller ett sammandrag av bergspänningsförhållandena, mätresultaten från samtliga mäthål i tabellform, en redovisning för använda mätmetoder samt case-fall, där mätresultaten utnyttjats. Även rekommendationer jämte motivering för utförande av mätningar ingår.

2. BERGSPÄNNINGAR I FINLAND

2.1 Allmänt

Enligt utförda mätningar är berggrunden i Finland utsatt för kraftig horisontell hoptryckning. Fenomenet är universellt och torde kunna tillskrivas stortektoniken. Största horisontella spänningen σ_{Hl} är i Finland i genomsnitt 2,3 gånger så stor som den vertikala spänningen σ_v , som i sin tur oftast överstiger det rent litostatiska trycket. Spänningarna tilltar med ökande djup enligt följande erhållna formler:

$$\sigma_{Hl} = 8.0 + 0.06 \times h$$

och

$$\sigma_v = 4.0 + 0.025 \times h$$

där h är djupet under markytan angivet i m, spänningen i MPa.

2.2 Mätta lokaler, använda metoder

De lokaler, där mätningar har utförts framgår ur fig 1.

I fig. 2 är resp. lokalers mätningar framställda i tabellform. Ur tabellen framgår mätmetod, mätår och hålantal. Att märka är att över hälften av mätlokalerna är gruvor.

Mätningarna i Finland är gjorda enligt friborrningsprincipen. Den svenska Hast-metoden har varit den mest använda mätmetoden. De första mätningarna utfördes i Lojo 1961 och sedan 1964 har metoden varit i fortsatt bruk. Först på senare hälften av 1970-talet har den ersatts av den norska varianten av Leeman-metoden, som nu är vanligast. Förutom ovannämnda metoder har även 'soft inclusion'-metoden prövats i 3 lokaler, omfattande sammanlagt 4 hål.

Resultaten från Hast- och Leemanmätningarna överensstämmer i stora drag (Otanmäki, Rautuvaara, Kotalahti).

2.3 Mätresultaten

Spridningen i resultaten är ofta rätt stor, tiotals procent från hål till hål, ofta även inom ett hål. Orsaken torde vara icke-homogena spänningsförhållanden samt bristfälligheter i mätteknik och beräkningsteknik. Ifråga om brytningsplanering och -övervakning så spelar det dock inte någon stor roll om spänningsvärdet är en aning felbedömt, så länge storleksordningen är rätt. Man kan ändå inte bestämma bergets material- och hållfasthetsegenskaper i stor skala med ens 10 % noggrannhet.

2.3.1 Vertikalspänningar

Fig. 3 visar vertikalspänningen i olika mätlokaler i Finland. Numreringen är densamma som i föregående figurer. I många fall är det fråga om medelvärdet för flere hål. Den inritade räta linjen representerar det vertikalktryck ovanliggande bergmassa förorsakar dvs det litostatiska eller gravitativa trycket. Ur fig. 3 framgår att vertikalspänningen i stort sett motsvarar det gravitativa trycket, fastän medelvärdet ligger något högre. Betydligt större spänningar har uppmätts, t.o.m. nära bergytan (t.ex. Malmi, lokal nr. 26). Å andra sidan har t.ex. i Otanmäki uppmätts spänningar som är betydligt mindre än det gravitativa trycket.

Avvikelsen från det gravitativa trycket kan i viss utsträckning tolkas som inducerade 'störningar', förorsakade av de höga horisontalspänningarna. De höga vertikalspänningarna nära ytan kan gärna tolkas som residualspänningar.

2.3.2 Horisontalspänningar

Fig. 4 visar horisontalspänningens beroende av djupet i olika mätlokaler. Även här är det i regel fråga om medelvärden från flere hål. Spridningen är stor. Samtliga punkter i

diagrammet ligger ändå ovanför linjen, som representerar det litostatiska trycket. Berggrunden synes sålunda genomgående vara utsatt för horisontell hoptryckning i sina övre partier.

De största medelvärdena ligger kring 50 MPa (Pyhäsalmi, Kotalahti, Vihanti) och motsvarar vikten av en bortåt 2 km tjock bergmassa. Dylika stora spänningar förorsakar trubbel redan i ortdrivningskedet. Helsingforsområdet utgör ett gott exempel på höga horisontella spänningar nära ytan.

Den största huvudspänningen, σ_1 , är alltså horisontell medan den minsta, σ_3 , i regel är ungefär vertikal. I fig. 5 visas förhållandet mellan största horisontalspänningen och vertikalspänningen.

Förhållandet σ_{H1}/σ_v varierar mellan 0,8 och 4,0 med ett medelvärde på 2,3. Det förefaller som om förhållandet skulle hålla sig något så när konstant på 100–600 m:s djup. Skjuvspänningen ökar däremot med djupet eftersom skillnaden i spänningvärdena ökar.

2.3.3 Orientering

Några för riket allmänt gällande huvudspänningsriktningar kan inte ses. Regionala och lokala strukturgeologiska faktorer är bestämmande. I samband med malmförekomster följer σ_1 ofta den geologiska strykningen (Tytyri, Ojamo, Kotalahti, Otanmäki) eller står den vinkelrätt emot (Rautuvaara, Pargas, Vammala). I Helsingforsområdet har uppstigande granitdomer spelat en viktig roll vid orientering av spänningsfältet.

I närheten av krosszoner har t.ex. i Otanmäki och Hammaslahti σ_1 ställt sig parallellt med krosszonen.

3. MÄTNINGARNAS PRAKTISKA BETYDELSE

3.1 Allmänt

På 60-talet var utnyttjandet av bergspänningsmättningsresultaten rätt obetydligt i Finland utom i Lojo. Orsaken var dels glesa

mätningar dels den att man inte var fullt på det klara med användbarheten. Ändamålet med mätningarna hade i stort sett varit att få en överblick av spänningsfältet. På 70-talet utvecklades datorerna snabbt och nya metoder för behandling av resultaten erhöles. Detta, tillsammans med det faktum, att man på något sätt måste få ned brytningskostnaderna, har lett till att man i allt större utsträckning börjat utföra stabilitetsberäkningar för olika slags brytningsrum. Härvid har, som man lätt inser, bergspänningsmätningarnas betydelse ökat.

3.2 Exempel

Brytningsmetoden i Tytyri kalkgruva var tvärgående skivpallbrytning med smala pelare och smala brytningsrum. Efter utförda bergspänningsmätningar kom man till den slutsatsen att pelarna i själva verket hängde i taket. Följden härav var att man övergick till glesare placerade pelare med större omfång. Malmutbytet steg och stabiliteten förblev god.

Då man i början på 70-talet byggde Sundholmens oljeförråd i Helsingfors visade det sig plötsligt att berget, som man klassificerat som gott inte längre höll utan omfattande förstärkningsåtgärder. Bergspänningsmätningar visade att oljeförrådets längsriktning, som valts på basen av geologin, var ungefär vinkelrätt emot största huvudspänningsriktningen. FEM-beräkningarna gav att pelarna var utsatta för vertikala dragspänningar. I väggarna hade man dragspänningar på 3-8 MPa. Sedermera har bergspänningsmätningar regelmässigt inbegripits i grundundersökningar i Helsingforsområdet och vanligen har man även utfört FEM-beräkningar.

I Rautuvaara valdes först till brytningsmetod skivrasbrytning på grund av bergets uppspruckenhet. Önskade ras erhöles dock inte, vilket gav orsak till att undersöka möjligheterna att övergå till skivpallbrytning. På basen av FEM-beräkningar har man sålunda nyligen bytt brytningsmetod. Man har dock varit tvungna att driva en ort i hängväggen enbart för kabelbultning. Denna åtgärd tillsammans med kvarlämnande av horisontella pelare räcker enligt FEM-beräkningarna till för att förhindra större ras. Rautuvaaras stabilitetsberäkningar finns närmare behandlade i Bergshanteringen 2/79.

4. NÅGRA FRAMTIDSASPEKTER

Det förefaller som om bergmekaniken på allvar skulle ha kommit med i brytningstekniken. Även om, eller borde man säga på grund av att framtidsvyerna ser något dystra ut för gruvindustrin i Norden, så synes bergmekanikern ha fullt upp att göra även i fortsättningen. Allt större vikt kommer att läggas vid att 'extra' berg inte behöver lastas och uppfordras. Här behövs bergmekanik.

Här må till slut sägas några ord om ett projekt som är på gång i Finland. Det kallas 'Projekt för beräkning av stabilitet hos gruvrum'. Projektet började sommaren 1980 och antas pågå till slutet av år 1982. Det finansieras av Handels- och Industriministeriet, Finlands Akademi och de statsstyrda gruvbolagen. Syftet med projektet är ett effektivare tillvaratagande av den sinande malmen i förefintliga gruvor, utan att säkerhet och lönsamhet sätts på spel. Å andra sidan bör även brytningsplaneringen av nya malmförekomster kunna göras så att den fyller teknisk-ekonomiska krav i framtiden. Till experimentgruvor har valts Rautuvaara och Kotalahti, i vilka har gjorts en hel del bergmekanik och stabilitetsberäkningar, som nu skall följas upp. Att ifrågavarande gruvor valts till experimentgruvor beror även på deras särdrag. Kotalahti är den djupaste gruvan i Finland, Rautuvaara har den största avsänkningen, 60 m/år.

SUMMARY

Rock stress measurements have been carried out in Finland in about 40 localities since 1961. A report, in which the results are collected, will be published during the spring 1981. The maximum principal stress is horizontal and on an average 2.3 times as great as the vertical stress. The vertical stress usually corresponds to the weight of the overlying rock, though the average value is somewhat higher. The results from the rock stress measurements have gained greater importance as the computers have become more sophisticated and the use of finite element models in designing underground openings has become common.

In summer 1980 a project called 'stability calculations for mine excavations' was started. The project will continue at least till the end of 1982 and is financed by the Finnish government, the Academy of Finland and state-owned mine companies. The Rautuvaara and Kotalahti mines serve as experimental mines. In these a number of stress measurements and model analyses have been made.

LITTERATUR

Rapporten, som utkommer våren 1981, kommer att innehålla en fullständig lista över använd litteratur.

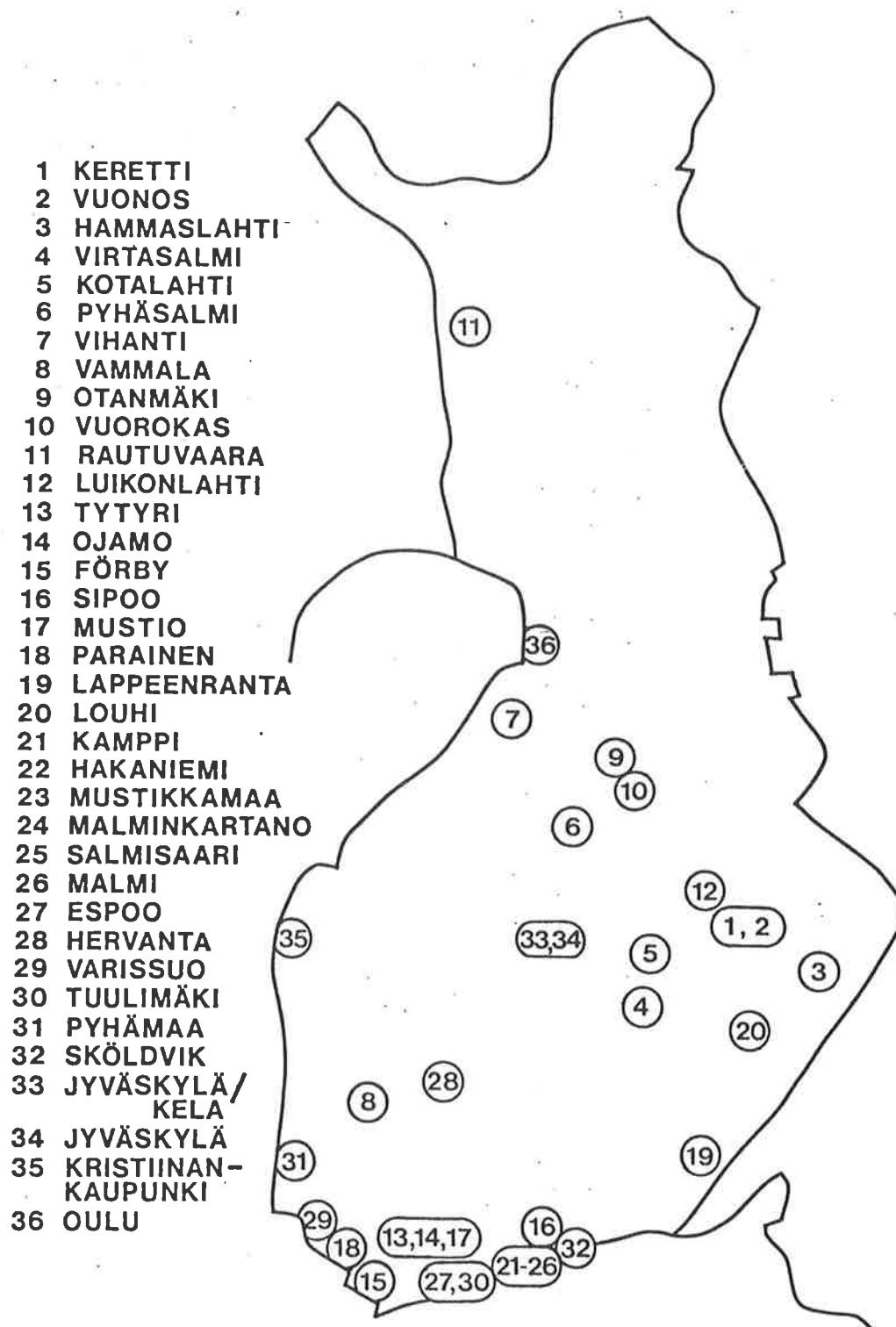


Fig. 1 Bergtrycksmätningar i Finland
 Rock stress measurements in Finland

Ref. n:o	Kohde	Hast		3- komp.		Viitteet
		v	reikä lkm	v	reikä lkm	
1	Keretti/OK	74	1			1
2	Vuonos/OK	70	5			2
3	Hammaslahti/OK			80	2	3
4	Virtasalmi/OK	74	1			4
5	Kotalahti/OK	69	11	80	1	5,6
6	Pyhäsalmi/OK	67,68,69	18	78	1	7,8,9,10
7	Vihanti/OK	71,76	11	79	1	11,12,13
8	Vammala/OK			79	2	14
9	Otanmäki/RR	68,69,70,71	15	76,78,79	4	15,16,17,18,19,20,21,22
10	Vuorokas/RR	68,73	4	76,78,79	5	20,21,22,23,24
11	Rautuvaara/RR	72,75	5	77,78,79	5	25,26,27,28,29
12	Luikonlahti/Myllykoski	69-70,72-73				
		74	14			30,31,32
13	Tytyri/LK	61,64-71,76	131	71,79	3	33,34,35,37
14	Ojamo/LK	63-65	19			33,34
15	Förby/LK	65	13			34
16	Sipoo /LK	61,76	7			36,38
17	Mustio/LK	66	2			34
18	Parainen/PK	73	6			39
19	Lappeenranta/PK	69	6			40
20	Ruokojärvi/Rusk. Marmor	70	7			41
21	Kamppi/H:gin kaupunki	73-74	3			42
22	Hakaniemi/H:gin kaupunki	73	4			43
23	Mustikkamaa/H:gin kaup.	72	4			44
24	Malminkartano/H:gin kaup.	72	2			45
25	Salmisaari/H:gin kaupunki	70	6			46
26	Malmi/H:gin kaupunki			79	1	47
27	Kannusillanmäki/Esp. kaup.	76	1			
28	Hervanta/Tampereen kaup.			80	1	49
29	Varissuo/Turun kaupunki			80	3	50,51
30	Tuulimäki/Geotek	79	1			52
31	Pyhämaa/Geotek	73	2			53
32	Sköldvik/Neste	80	2			54
33	Jyväskylä/Kela	80	1			55
34	Jyväskylä/Maa ja Vesi Oy	72	1			56
35	Krist. kaupunki/Pohj.Voima	72-73	4			57,58
36	Oulu/Rak.hall.	74	2			59

mätlokal
locality

år
year
antal hål
number of
holes

(litteratur)hänvisning
(literature) reference

Fig. 2 Bergspänningsmätningar i Finland
Rock stress measurements in Finland

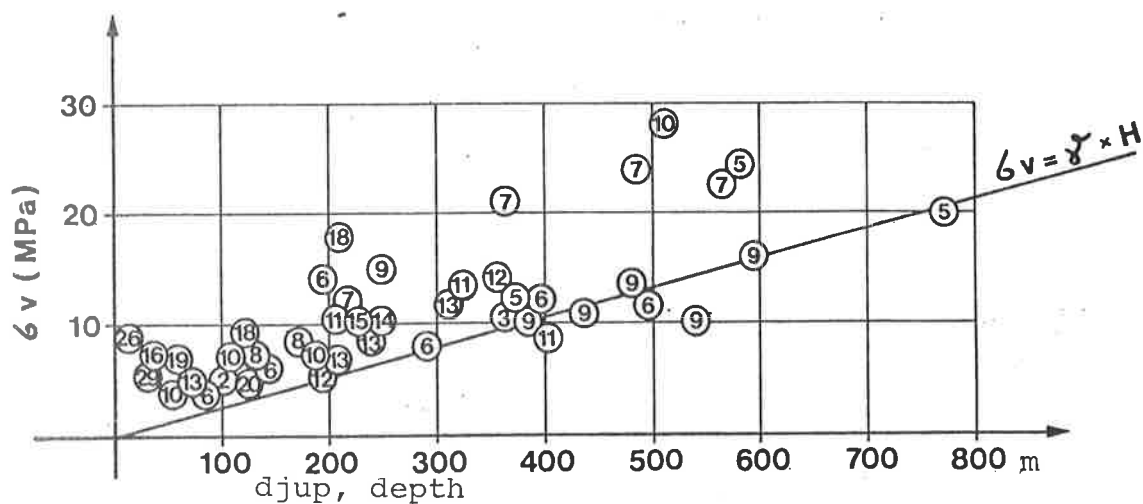


Fig. 3 Vertikala bergspänningar i Finland
Vertical rock stresses in Finland

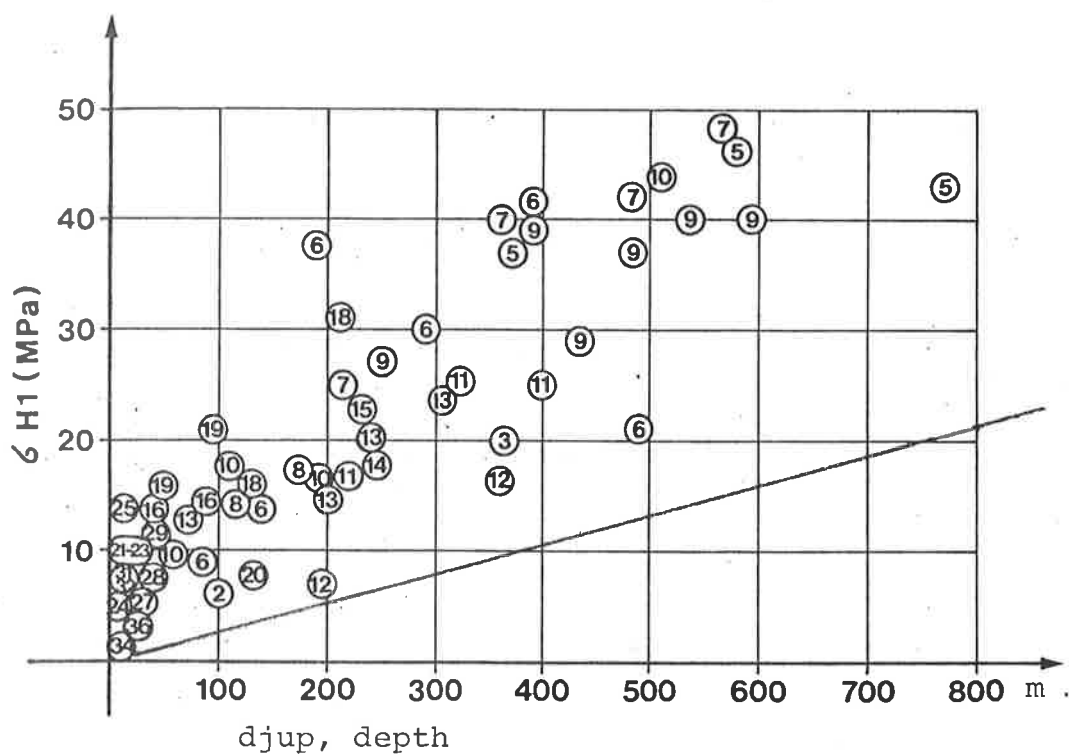


Fig. 4 Horisontala bergspänningar i Finland
Horizontal rock stresses in Finland

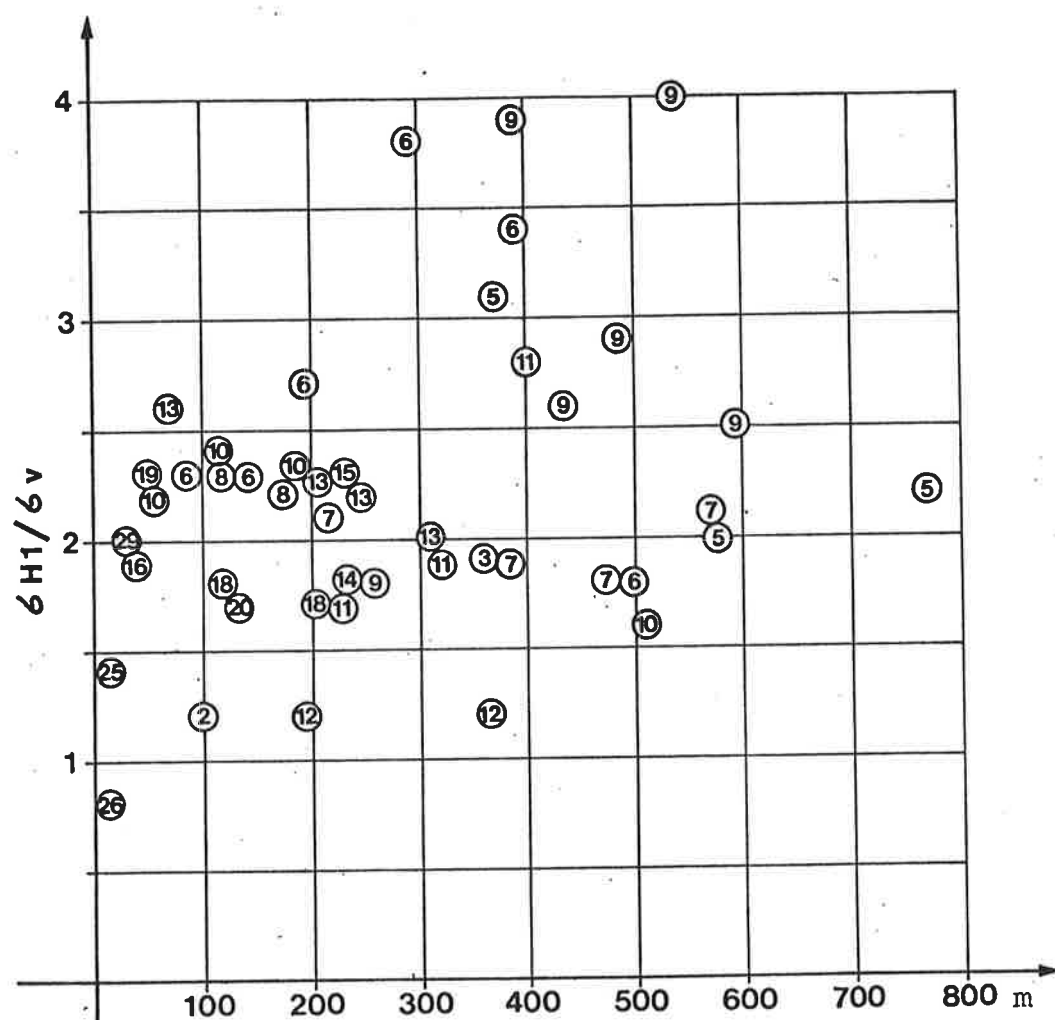


Fig. 5 Förhållandet mellan horisontal- och vertikalspänningar i olika mätpunkter i Finland

Horizontal versus vertical stresses in different localities in Finland

ROCK STRESS MEASUREMENTS BY OVERCORING AND HYDRAULIC FRACTURING IN A DEEP BOREHOLE AT STRIPA, SWEDEN

Bergspänningsmätningar genom friborrning och hydraulisk spräckning i ett djupt borrhål i Stripa.

Jüri Martna, Kjell Ingevald, Lars Strindell,
Swedish State Power Board, Stockholm, and
Thomas Doe, University of California, Berkeley,
California.

Sammanfattning

I ett 381 m djupt vertikalt borrhål vid Stripa har bergspänningsmätningar utförts genom friborrning och hydraulisk spräckning. Mätningar genom friborrning utfördes av Vattenfall och den hydrauliska spräckningen av Lawrence Berkeley Laboratory, University of California. Resultaten från friborrningsmätningar visar att huvudspänningarna är riktade mer eller mindre snett i förhållande till horisontalplanet. En jämförelse av spänningarna i horisontalplanet erhållna med de båda metoderna visar en tämligen god överensstämmelse.

Introduction

The Stripa mine in central Sweden has for several years been the site of studies for the purpose of solving problems of storing nuclear waste in the Precambrian basement of Sweden and similar rocks. In 1980 a co-operative rock stress measurement programme was carried out by the Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, and the Swedish State Power Board. This programme had the dual purpose of providing data for interpretation of other in situ studies, e.g. heater and hydro-geological experiments, and a comparison of hydraulic fracturing and overcoring methods in the same hole.

For this purpose, a deep vertical borehole of 381 m in medium grained granitic rock was drilled from the surface about 0.5 km north of the mine shaft. During the drilling triaxial overcoring stress measurements were made each in sets of four at four depth regions - 110 m, 200 m, 300 m and 380 m. A single measurement was made at 325 m. Altogether, seventeen measurements were performed.

After the borehole was completed, seventeen successful hydraulic fracturing stress measurements were made, between depths of 30 and 370 m, with spacing between tests not exceeding about 50 m.

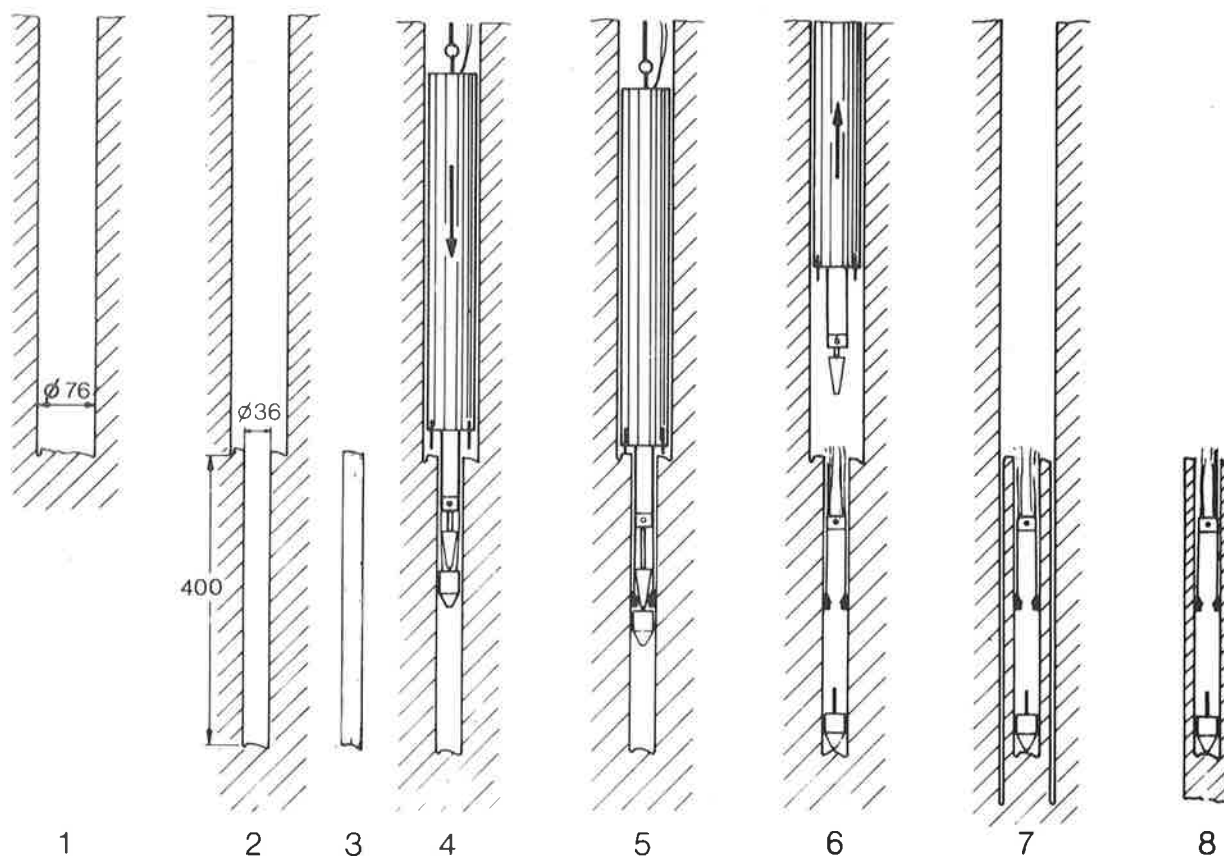


Fig.1. Procedures for overcoring stress measurements: (1) 76 mm borehole, (2) 36 mm borehole, (3) appraisal of rock quality, (4) positioning of the probe, (5) cementing of gauges, first measurement, (6) release of the strain gauge carrier and hoisting of the probe, (7) overcoring, (8) removal of strain gauged core from hole and second measurement (from Hiltcher et al. 1979).

Measuring methods

Overcoring

The overcoring measurements were carried out by the Swedish State Power Board, using the deep hole triaxial cell developed by R Hiltcher at the Board. By using this technique, the triaxial state of stresses can be assessed for every point of measurement in a deep borehole. The magnitudes and directions of the three principal stresses of the stress tensor in the rock are calculated essentially according to theoretical considerations by Leeman and Hayes (1966).

The method has been described by Hiltcher et al. (1979) and is here briefly elucidated by Fig. 1.

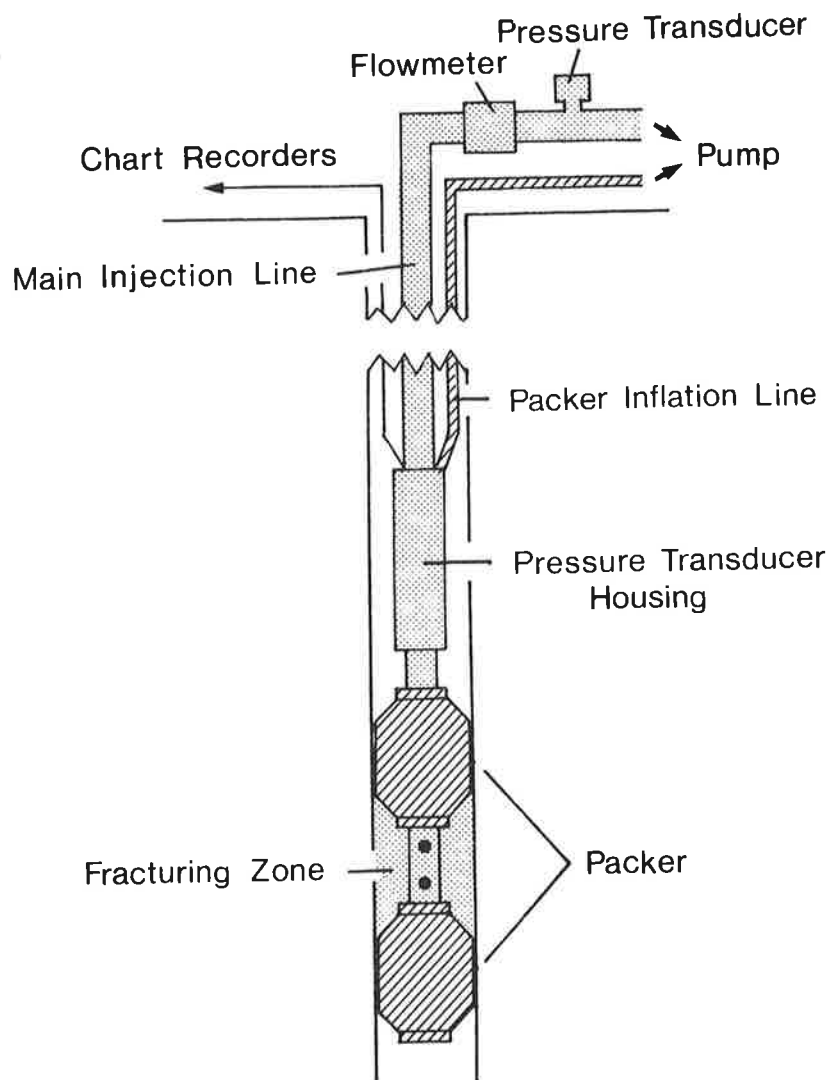


Fig.2. Schematic of hydraulic fracturing equipment.

Hydraulic fracturing

The hydraulic fracturing measurements were made by the Lawrence Berkeley Laboratory, University of California.

The method has been developed by Fairhurst, Haimson (1978) and others. A straddle packer assembly is used, and the wall of the borehole is fractured between the packers by applying hydraulic pressure. A schematic arrangement of the packer system is shown in Fig.2. During the measurement the system is pressurized several times, and pressure versus time is recorded; a typical example of such a fracturing pressure - time record is shown in Fig.3.

Since the initial fracture obtained is normally parallel to the axis of the hole, only stress values perpendicular to the hole, i.e. horizontal stresses in vertical holes tend to be measured. By observing the shut in pressure (Fig.3) the minimum horizontal stress component can be determined. The maximum horizontal stress is computed by using the values of the shut in pressure, the first breakdown pressure, and the hydro-fracture tensile strength of the rock. The vertical stress is not measured, but calculated from the weight of the overburden.

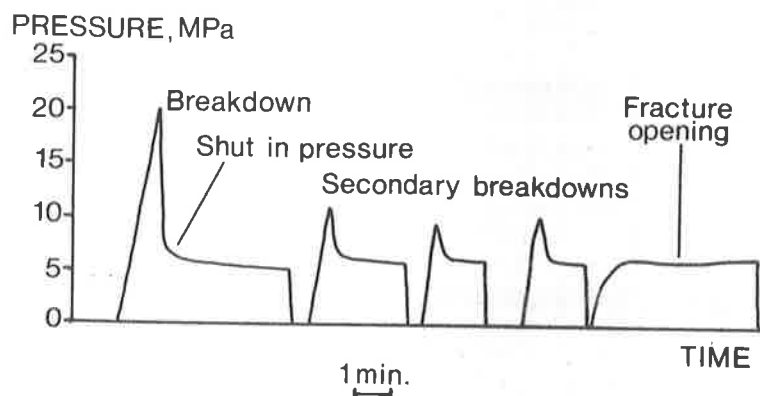


Fig.3. Typical pressure-time record for hydraulic fracturing (test 17, 304,9 m depth)

The stresses can be orientated through their relation to the direction of the fracture. The latter is determined by obtaining an orientated impression of the hole wall by a special impression packer system. The procedure is elucidated by Doe et al. (1981).

Overcoring results

Orientation and magnitude of the obtained values of the principal stresses are shown in Fig. 4. In the present case there is a comparatively oblique configuration of the stress directions in reference to the horizontal plane. The directions of the stresses differ between the different depth levels, but are reasonably compatible at the same level. The magnitudes of the stresses show, however, a certain amount of scatter. Since the strain gauge bonds were checked in subsequent laboratory tests of the cores it is suggested that this scatter mainly reflects the true stress conditions at the site. It is probably caused by geological structures and inhomogeneities of the rock, and is not due to instrumentation.

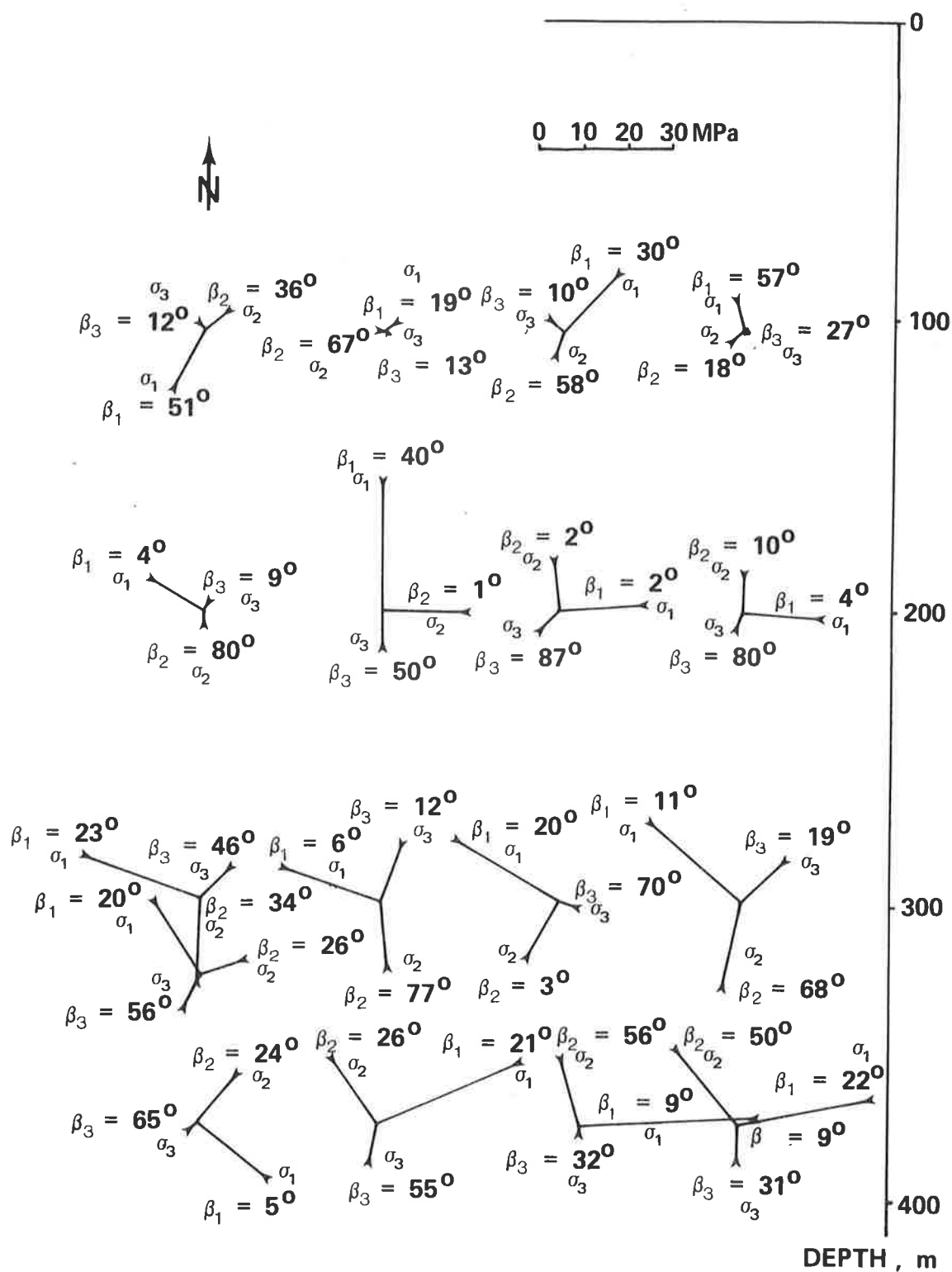


Fig.4. Principal stresses σ_1, σ_2 and σ_3 as obtained by overcoring. These three stresses form a square corner with inclinations β_1, β_2 and β_3 to the horizontal plane. The directions are given downwards from the centre and the stresses are not projected but plotted with their actual values. The inclinations are given for each stress.

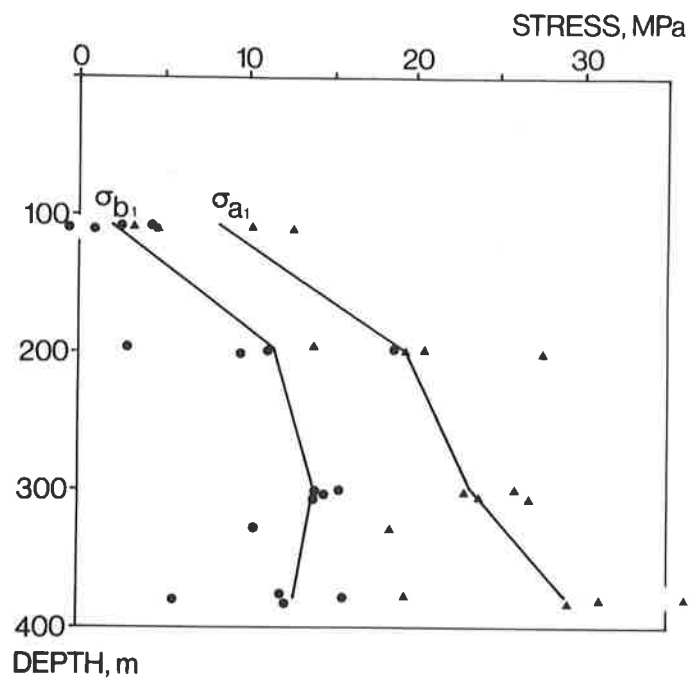


Fig.5 Maximum (triangles) and minimum (dots) horizontal stresses as obtained by overcoring. The lines connect the mean values.

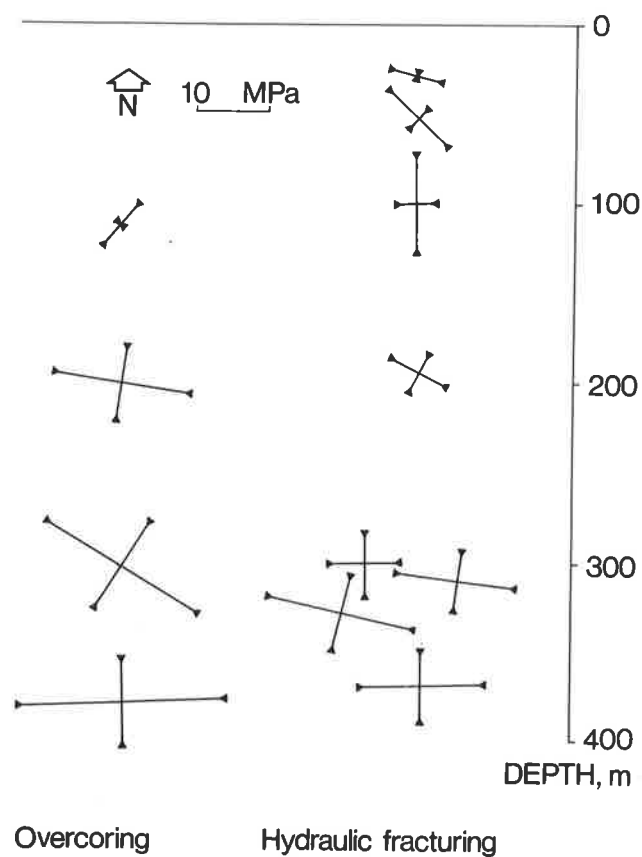


Fig.6 Variation in direction of horizontal stresses with depth. Overcoring values are means of four, hydraulic fracturing ones individual measurements.

The maximum and minimum horizontal stresses were computed from these data and their magnitude versus depth is given in Fig.5. The data were smoothed by computing the mean values of the four results from the respective depth level. The mean direction of the horizontal stresses at the four main levels of measurement and their magnitude is shown in Fig. 6.

Hydraulic fracturing results

In the hydraulic fracturing technique, the minimum horizontal stress was measured as the shut in pressure (Fig. 3). Different techniques exist for the interpretation of the maximum stress. In Fig. 7, the stress magnitudes versus depth are given, interpreted according to the so-called first breakdown technique on the basis of a hydro-fracture tensile strength of 7.7 MPa of the borehole wall rock. The data have been smoothed by using a three-point moving average.

The direction of the hydraulically obtained fractures was assessed in a number of cases by using an oriented impression packer. In Fig. 6, the successful fracture direction measurements are given in relation to depth together with the magnitude of the stresses.

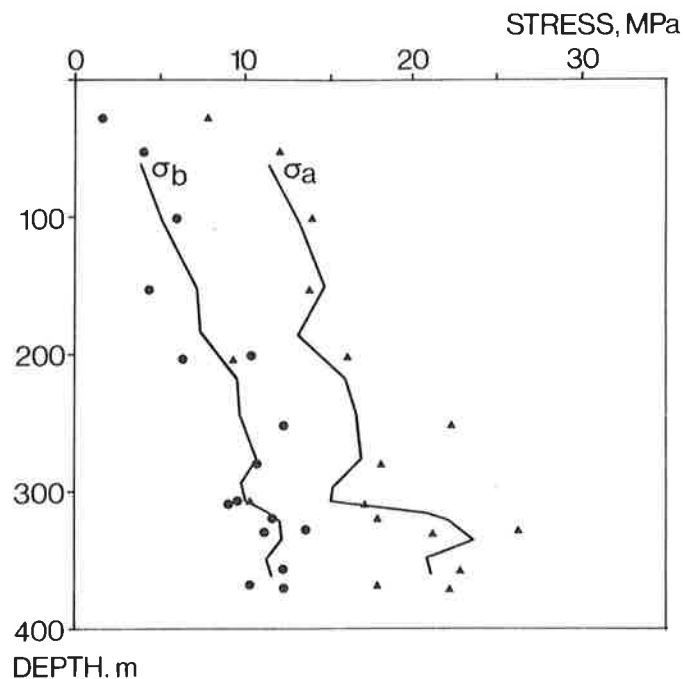


Fig.7 Maximum (triangles) and minimum (dots) horizontal stresses as obtained by hydraulic fracturing. The lines indicate the three-point moving averages.

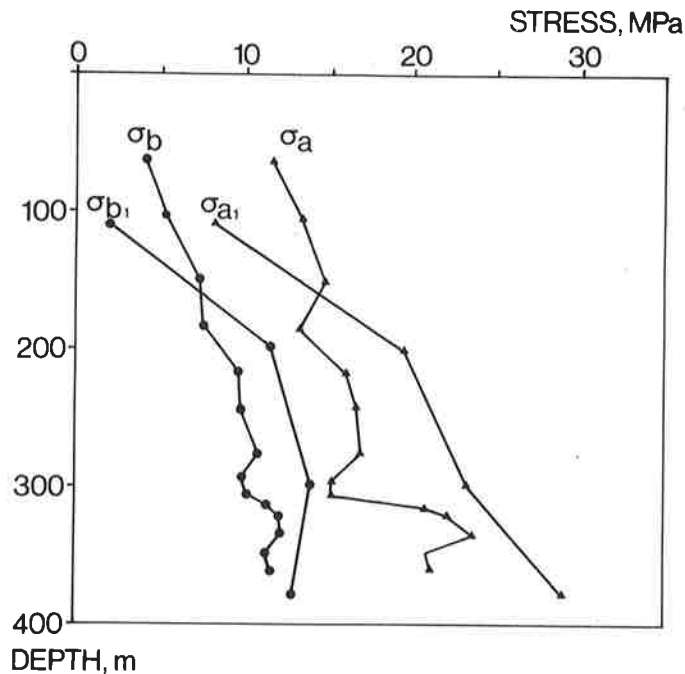


Fig.8 Variation with depth in mean values of maximum and minimum horizontal stresses as obtained by overcoring σ_{a1} and σ_{b1} , (from Fig.5) respectively by hydraulic fracturing σ_a and σ_b , (from Fig. 7).

Discussion

It is evident from the overcoring measurements that the principal stresses in this case are oblique to the horizontal and vertical directions and differ up to 40 degrees from these directions. The hydraulic fracturing technique tends to measure stresses normal to the hole. Thus a comparison between the two methods is only possible regarding the magnitude and direction of the secondary stresses in the horizontal plane.

Fig. 8 shows an attempt to compare the average of the two methods versus depth. It should be observed that, because of different ways of placing the measurement points, these averages had in practice to be obtained in different ways for the two methods. Thus the comparison should not be stretched too far. The overall agreement can be considered as good, although as a general tendency the overcoring method has given somewhat higher values of the stresses than the hydraulic fracturing. However, since the "true" values of the stresses are unknown, it cannot be said which of the methods has a better fit to the "true" values of stresses.

The direction of the horizontal stresses (Fig.6) shows a similar trend of rotation with depth for both techniques. These changes of direction should, however, be considered as a reflection of much more

complicated three-dimensional changes (Fig.4). Both techniques have used magnetic borehole compasses for orientation. Nevertheless, the presence of rests of the iron ore body in the Stripa mine is not supposed to have affected the measurement of the directions. This opinion is based on the circumstance that the compass used in the impression packer work in connection with the hydraulic fracturing also showed the deviation of the borehole from the vertical. These data were in agreement with the borehole survey data obtained with Fotobor, a non-magnetic survey device.

The vertical stresses are not measured with the hydraulic fracturing technique. The vertical secondary stresses obtained by overcoring have been compared to the stress calculated from the weight of the overburden (Fig.9). The obtained values appear to be in excess of the theoretical ones, and proportionally more so in the upper part of the borehole.

It is a normal experience for the Power Board's overcoring measurements on different sites that the measured value of the vertical stress locally disagrees with the theoretical one, being sometimes larger and sometimes smaller. Also, the principal stress designed as "vertical" is often

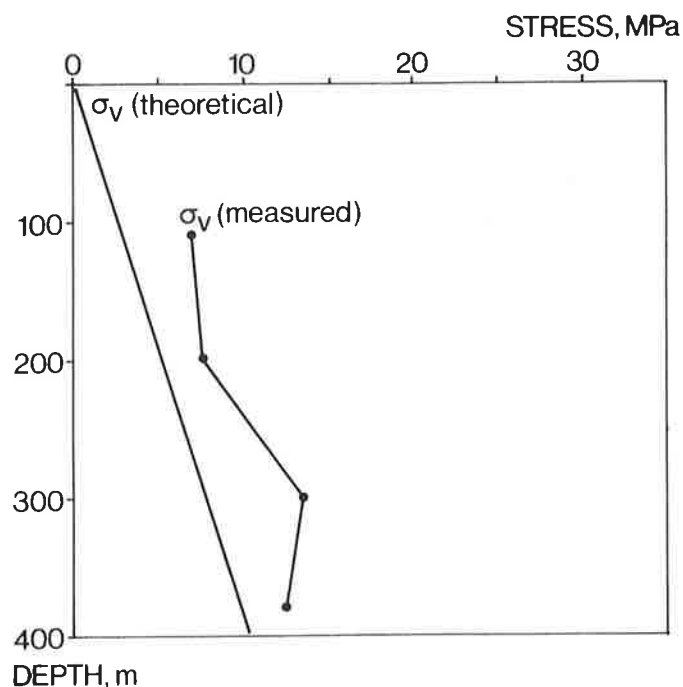


Fig.9 Variation in vertical stress magnitude with depth as determined by overcoring, compared with the theoretical stress distribution.

only approximately so, and large deviations from the vertical are known to occur. It is supposed that this is chiefly due to the influence of geological structures and rock inhomogeneities, sometimes possibly also due to influence of existing rock openings.

A two dimensional model of the Stripa area has been prepared by Chan et al.(1981). The results, using the obtained stress values as inputs and assuming that the far field stresses are oriented vertically and horizontally, indicate that the mine does cause some rotation of the principal stresses and that the vertical stress exceeds the weight of the rock at shallow depths.

In conclusion, the results from the overcoring measurements agree reasonably well with the hydraulic fracturing data concerning the magnitudes of the horizontal stresses as well as their orientation.

Acknowledgements

The authors wish to express their gratitude to Messrs. T.Öhman and M.Andersson for their valuable co-operation in the field and in the laboratory.

Literature

- CHAN, T., GUVANASEN, V. and LITTLESTONE, N., 1981. Numerical modelling to assess possible influence of the mine openings at Stripa on the field in situ stress measurements. Lawrence Berkeley Laboratory Report, in preparation.
- DOE, T., INGEVALD, K., STRINDELL, L., HAIMSON, B. and CARLSSON, H., 1981. Hydraulic fracturing and overcoring stress measurements in a deep borehole at the Stripa test mine, Sweden. Proc. of the 22nd U.S. Rock Mechanics Symposium, in press.
- HAIMSON, B. and FAIRHURST, C., 1970. In situ stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing. Proc. of the 11th U.S. Rock Mechanics Symposium, Am. Inst. Min. Eng., p. 559-584.
- HAIMSON, B., 1978. The hydraulic fracturing stress measuring method and recent results. Int. Jour. Rock Mech. and Min. Sci. v. 15, p. 167-178.
- HILTSCHER, R., MARTNA, J. and STRINDELL, L., 1979. The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings. Proc. 4th Cong. Int. Soc. Rock Mech. Montreux, v. 1, p. 227-234.
- LEEMAN, E. R. and HAYES, D. J., 1966. A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech. Lisboa, v. 2, p. 17-24.

SLÄENDE BORRNING I BERG UNDER TRYCK

Percussive drilling in rock under pressure.

Civilingenjör Gunnar Wijk

Atlas Copco MCT AB

INLEDNING

Berg in situ står ofta under ett tryck som ej är försumbart jämfört med exempelvis den exakta tryckhållfastheten för bergmaterialet ifråga. Detta innebär att bergets borrarbarhet kan vara väsentligt sämre än vad som är fallet för ett fritt block av samma material. Vid laboratorieprov sker i allmänhet borrarningen i fria block vilket ofta leder till en överskattning av bergets borrarbarhet. I denna rapport redovisas dylika experimentella resultat. Vidare ges några enkla teoretiska förklaringar till de observerade effekterna.

BERGSPÄNNINGAR OCH BERGHÅLLFASTHET

Betrakta figur 1 som schematiskt visar en cirkulär tunnel med radien R på djupet h under markytan. Tunnelradien R förutsättes vara mycket liten jämfört med djupet h :

$$R \ll h \quad (1)$$

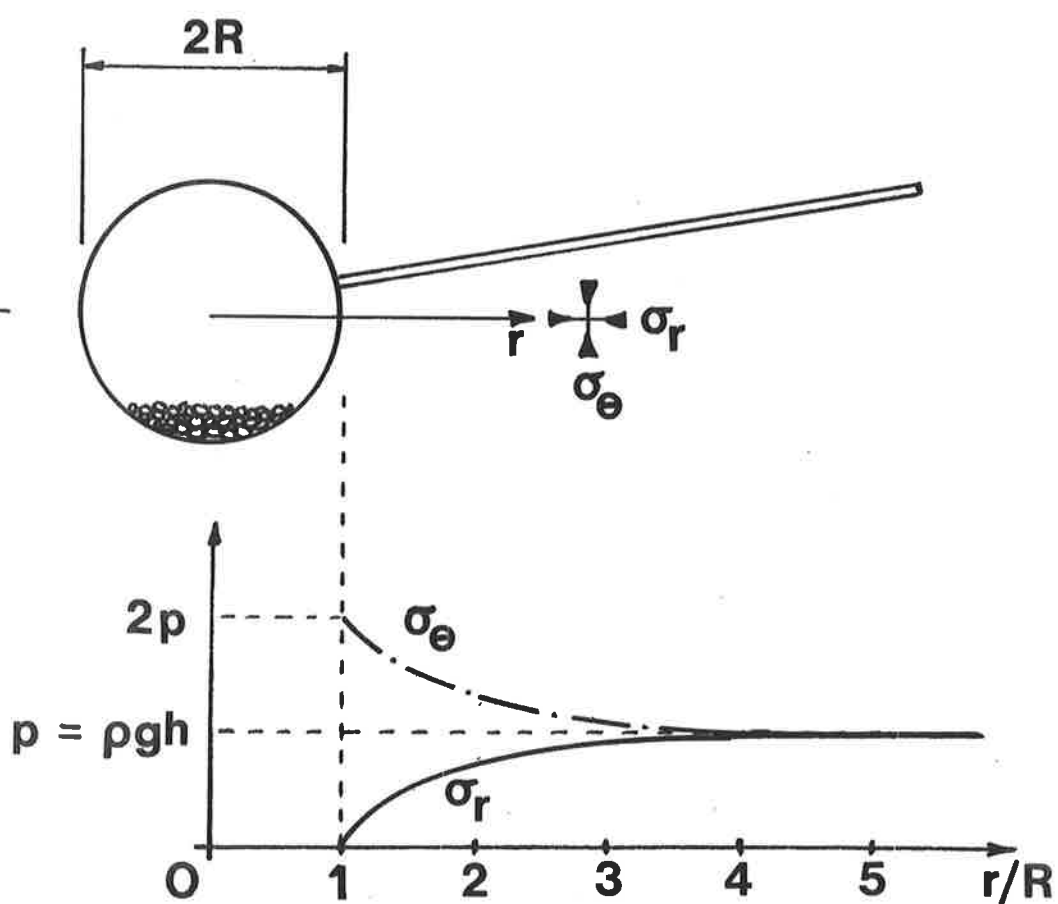
För enkelhetens skull antages berget på stort avstånd från tunneln vara utsatt för ett isotropt tryck p motsvarande trycket av den överliggande bergmassan vars täthet är ρ . Således gäller:

$$p = \rho gh \quad (2)$$

där $g \approx 10 \text{ m/s}^2$ är jordaccelerationskonstanten. Runt tunneln råder ett plant deformationstillstånd som karaktäriseras av de polära spänningarna σ_r och σ_θ , där koordinatsystemets origo ligger i tunnelcentrum. Spänningarna ges enligt [1] av:



FIGUR 1: Bergspänningar runt en tunnel på djupet h under markytan. – Stresses in the rock around a tunnel at depth h below the ground surface.



$$\sigma_r = p(1 - R^2/r^2) \quad (3) \quad 191$$

$$\sigma_\theta = p(1 + R^2/r^2) \quad (4)$$

Spänningarnas variation med den radiella koordinaten r visas också i figur 1. Redan på avståndet $r = (3 \text{ à } 4) R$ så har tunnelns närvaro praktiskt taget upphört att ha någon inverkan på spänningstillståndet i bergmassan.

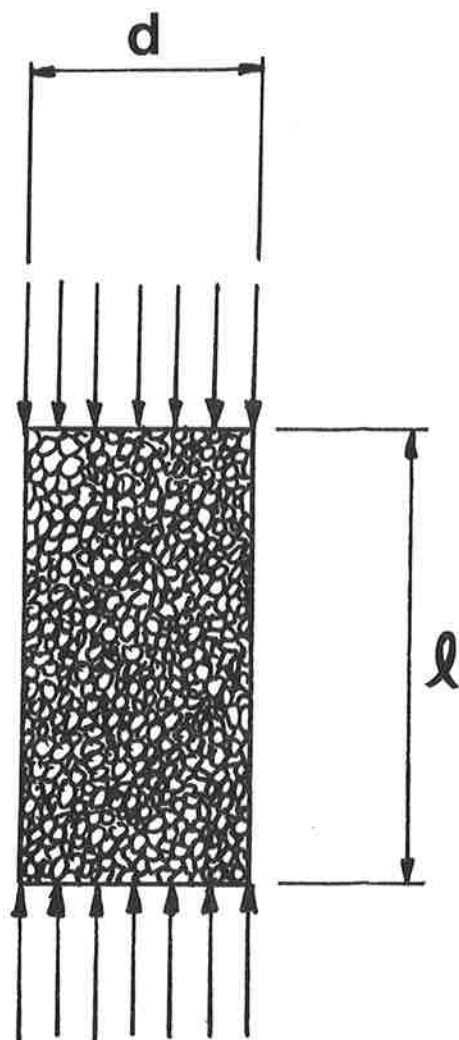
Som ett numeriskt exempel tas djupet $h \approx 1000$ m och bergtätheten $\rho \approx 2500 \text{ kg/m}^3$, vilket ger bergtrycket $p \approx 25$ MPa. I tunnelväggen, d v s för $r = R$ fås då tangentialspänningen $\sigma_\theta \approx 50$ MPa. Denna spänning bör lämpligen jämföras med de konventionella hållfasthetsmått för bergmaterial. De lämpligaste måtten är den enaxliga respektive den treaxliga tryckhållfastheten [1].

Det enaxliga tryckhållfasthetsprovet visas schematiskt i figur 2. En borrhärd med diametern d och längden $\ell = (2 \text{ à } 3) d$ trycks sönder i en press vid brottlasten F . Den enaxliga tryckhållfastheten σ_C ges av:

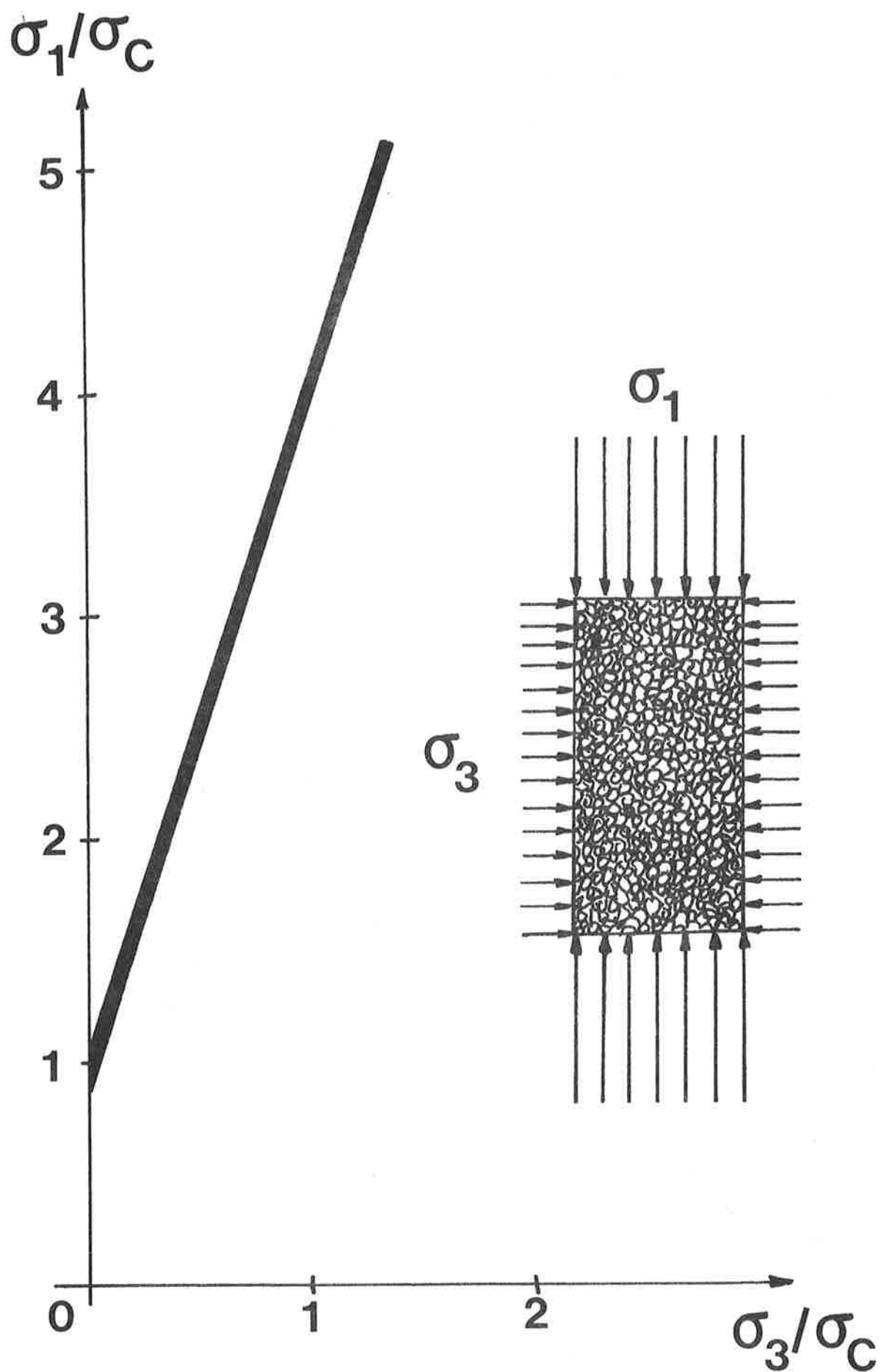
$$\sigma_C = 4F/(\pi d^2) \quad (5)$$

Denna rapport redovisar experiment med två bergarter, nämligen Bohusgranit för vilken $\sigma_C = 200 \pm 20$ MPa och Lemundasandsten för vilken $\sigma_C = 60 \pm 15$ MPa.

Det treaxliga tryckhållfasthetsprovet visas schematiskt i figur 3. Förutom en axiell spänning belastas borrhärden med en radiell spänning σ_3 som är mindre än den axiella spänningen. Den radiella spänningen hålls konstant och den axiella ökas tills brott sker för en viss axiell spänning σ_1 . Normeras båda spänningarna σ_1 och σ_3 mot den enaxliga tryckhållfastheten σ_C så fås experimentella resultat som i allmänhet ser ut som kurvan i figur 3. I det numeriska exemplet ovan så erhöles en tangentialspänning $\sigma_\theta \approx 50$ MPa i tunnelväggen. Med en radialspänning σ_3 av denna storlek i det treaxliga tryckhållfasthetsprovet så gäller följaktligen $\sigma_3/\sigma_C \approx 0,80$ för Lemundasandsten och $\sigma_3/\sigma_C \approx 0,25$ för Bohusgranit. Med hänsyn till karaktären hos kurvan i figur 3 så finns det all anledning att tro att berget i tunnelväggen kan vara betydligt mera svårborrat än vad samma bergmaterial skulle vara i ett helt obelastat tillstånd, d v s i form av ett fritt block.



FIGUR 2: Det enaxliga tryckhållfasthetsprovet på en borrhärna med diametern d och längden ℓ . – The uniaxial compressive strength test on a rock core of diameter d and length ℓ .



FIGUR 3 : Det treaxliga tryckhållfasthetsprovet. - The triaxial compressive strength test.

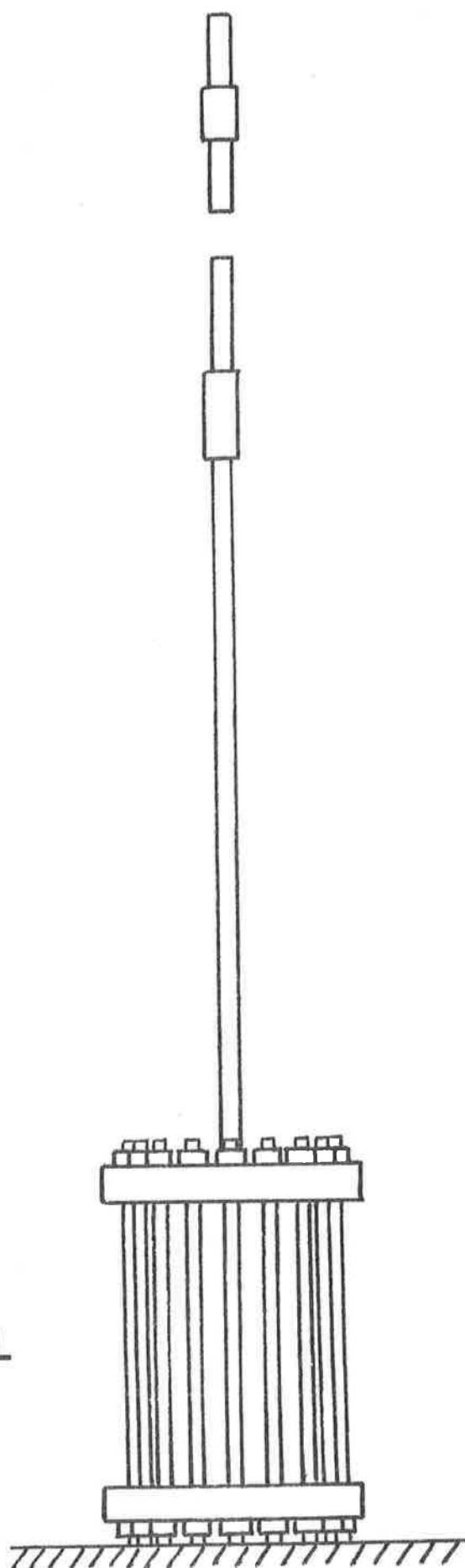
LABORATORIEPROV MED SLÄNDE BORRNING I BERG UNDER TRYCK

För att få kvantitativ information om bergmaterialets borrarbarhet som funktion av bergtrycket gjordes ett s k fallhammarprov enligt figur 4. Fallhammaren är ett instrument där slagkolven till en slående bergborrmaskin accelereras av tyngdkraften till en noga bestämd anslagshastighet mot borrarstålet. Borrkronan borrar i ett bergprov under fallhammaren. I figur 4 befinner sig detta bergprov i ett tryckkärl. Detta tryckkärl visas i genomskärning i figur 5.

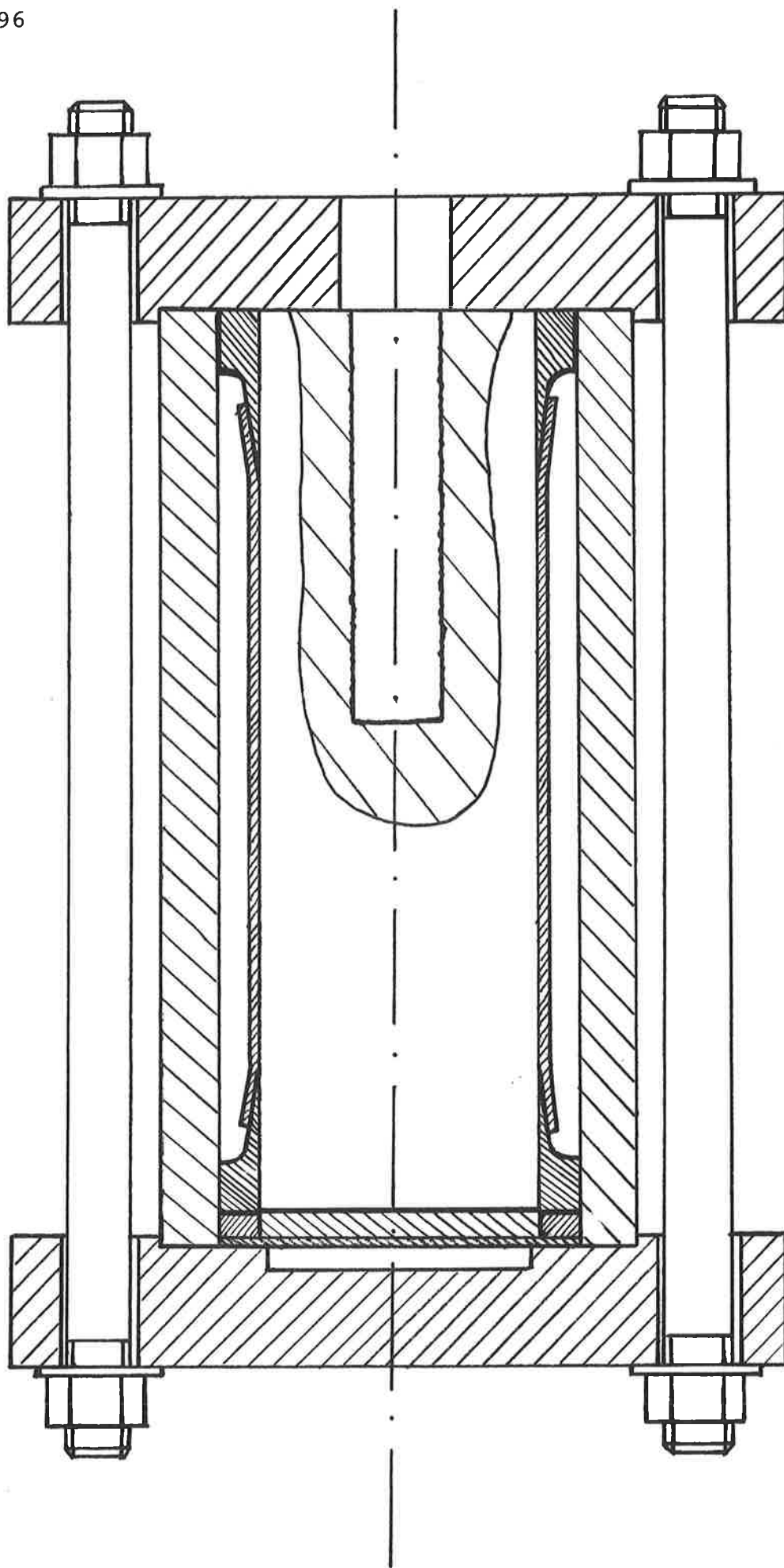
Tryckkärlet består av ett tjockväggigt rör samt två grova gavelar som dras ihop med bultar runt det tjockväggiga röret såsom framgår av figur 4. Inuti det tjockväggiga röret finns en bergkärna med diametern 15,0 cm och längden 50 cm. Dessa dimensioner anger den ungefärliga storleken av utrustningen som är tämligen skalenligt ritad i figur 5. Detaljer, som ej krävs för funktionsbeskrivningen, har utelämnats.

Runt vardera ändan av borrkärnan sitter en stålring som med en konisk del ansluter till bergkärnan med mindre än 0,2 mm spel. Runt borrkärnan sitter en tättslutande plastslang med vägg tjockleken 4 mm. Denna slang har kragats ut runt stålringarnas koniska delar. Bergkärnan kan trycksättas radiellt via ett hydraultryck i utrymmet mellan det tjockväggiga röret och plastslangen.

I den undre gaveln finns en ursvarvad volym med något mindre diameter än borrkärnan. Denna täcks av en cirkulär gummiskiva som i sin tur täcks av en cirkulär stålskiva med samma diameter som borrkärnan samt en yttre stålring. Bergkärnan kan trycksättas axiellt via ett hydraultryck i den ursvarvade volymen i den undre gaveln. Som utrustningen är konstruerad kan man ej lägga på ett axialtryck som är större än radialtrycket utan att få läckage från axialtryckskammaren till radialtryckskammaren. Detta är emellertid ej någon allvarlig begränsning med tanke på den verklighet som utrustningen skall simulera, nämligen bergspänningsförhållandena längs borrhålet i figur 1. Förhållandena i tunnelväggen, d v s för $r/R = 1$ motsvaras av ett radialtryck $2 \cdot p$ och inget axialtryck i tryckkärlet. Med ökande håldjup skall radialtrycket avtaga mot p medan axialtrycket skall öka

SLAGKOLV**BORRSTÅL****TRYCKKÄRL**

FIGUR 4: Fallhammarexperiment med slående borrning i berg under tryck. — Drop hammer experiment with percussive drilling in rock under pressure.



FIGUR 5: Tryckkärlet i genomsärning. - Sectional drawing of the pressurization chamber.

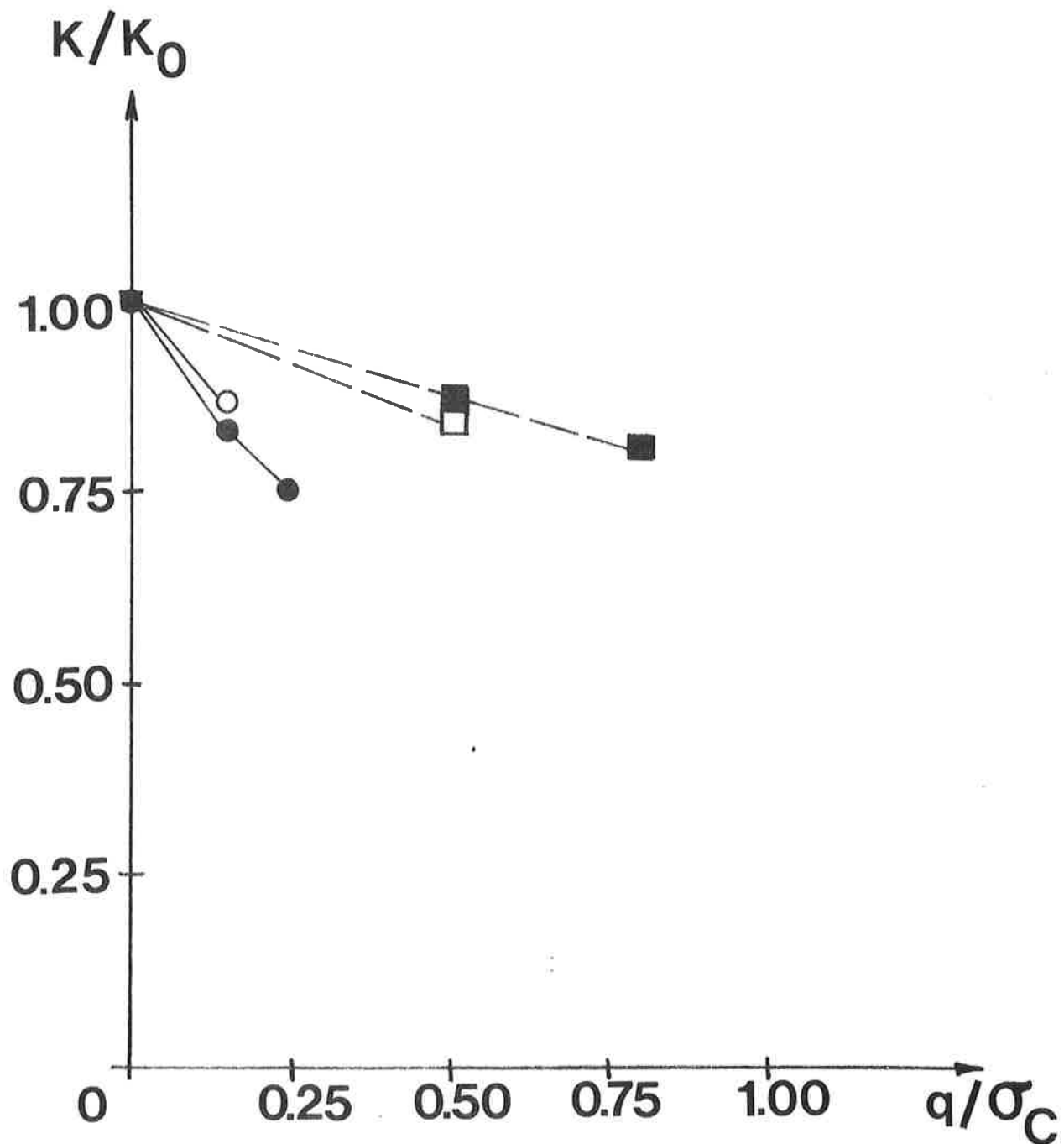
mot p i samma grad. Tryckkärlet är dimensionerat för att klara av radialtryck upp till 50 MPa, dock ej mer än 30 MPa samtidigt radiellt och axiellt.

I den övre gaveln finns ett centralt hål genom vilken en 7/8" helstångsborr med 38 mm fyrskärskrona kan borra sig genom bergkärnan, vars ytterdiameter således är nästan fyra gånger större än borrhålsdiametern. En för detta borrstål lämplig slagkolv och anslagshastighet användes vid experimenten. Proven utförs som följer. Man gör ett påhugg så att borrhålsbotten kommer ner ett par centimeter under den övre stålringens koniska spets. Denna borrar göras utan något tryck på bergkärnan varvid man får jämförelsefallet med borrar i ett fritt block. Resultatet tas som det så kallade K-värdet, $d v s$ den urborrade bergvolymen dividerad med den totala anslagsenergin för de antal slag som behövdes för att borra bort denna volym. Normalt borraras 2 å 3 cm för en K-värdesbestämning. Detta motsvarar typiskt 50 - 100 slag med slagkollen. En mätpunkt utgörs normalt av medelvärdet av fem stycken K-värdesbestämningar. Standardavvikelsen runt medelvärdet är i allmänhet mindre än 5 % av medelvärdet, $d v s$ tämligen liten vilket förklarar varför man kan nöja sig med så pass få K-värdesbestämningar för en mätpunkt. Därmed räcker en borkärna till två eller tre mätpunkter förutom jämförelsefallet vid påhugget.

RESULTAT

De experimentella resultaten redovisas i figur 6. Detta är ett pilotförsök för att belysa storleksordningen av effekterna ifråga vilket förklarar varför det är ganska få experimentella punkter i diagrammen. Tendenserna är emellertid helt klara.

För det första kan man konstatera att de två bergmaterialen påverkas anmärkningsvärt olika av de yttre trycken. Trots att trycknivåerna har varit höga relativt den enaxliga tryckhållfastheten för Lemundasandsten så är inverkan av bergtrycket på borrarheten i detta material mycket mindre än för Bohusgranit för vilken kvoterna mellan trycknivåerna och den enaxliga tryckhållfastheten var relativt små. Det är uppenbart att varje enskilt bergmaterial måste studeras för sig i detta avseende; extrapolationer från resultaten för andra material kan vara grovt missledande.



●, ○: BOHUSGRANIT, $\sigma_C \approx 200$ MPa

■, □: LEMUNDASANDSTEN, $\sigma_C \approx 60$ MPa

●, ■: AXIALTRYCK = 0 MPa

○, □: AXIALTRYCK = 25 MPa

FIGUR 6: Experimentella resultat. = Experimental results.

För det andra så kan man dra slutsatsen att det i första hand är radialtrycket som inverkar på borrarbarheten så att ett ökande radialtryck ger en avtagande borrarbarhet. K-värdet förefaller avtaga ungefär linjärt med ett ökande radialtryck q över det tryckområde som experimenten omfattar. Eftersom K-värdet aldrig kan bli negativt så skulle man kunna ansätta ett med trycket q exponentiellt avtagande K-värde enligt:

$$K = K_0 \exp (- \alpha q / \sigma_C) \quad (6)$$

Enligt resultaten i figur 6 skulle den dimensionslösa parametern α för Bohusgranit vara $\alpha \approx 1$ medan motsvarande värde för Lemundasandsten skulle vara $\alpha \approx 1/4$. Då axialtryckets inverkan på borrarbarheten av berget förefaller vara ringa skulle man förvänta sig en med ökande håldjup ökande borrarhastighet längs borrhålet i figur 1. Detta motverkas av ökande slitage av borrhkronan, ökande antal skarvar och därmed ökande stötvågsenergiförluster vid skarvtransmissionen av stötvågorna samt av andra effekter, t ex borrhålskrökning med försämrad frammatning av borrhkronan mot borrhålsbotten som konsekvens.

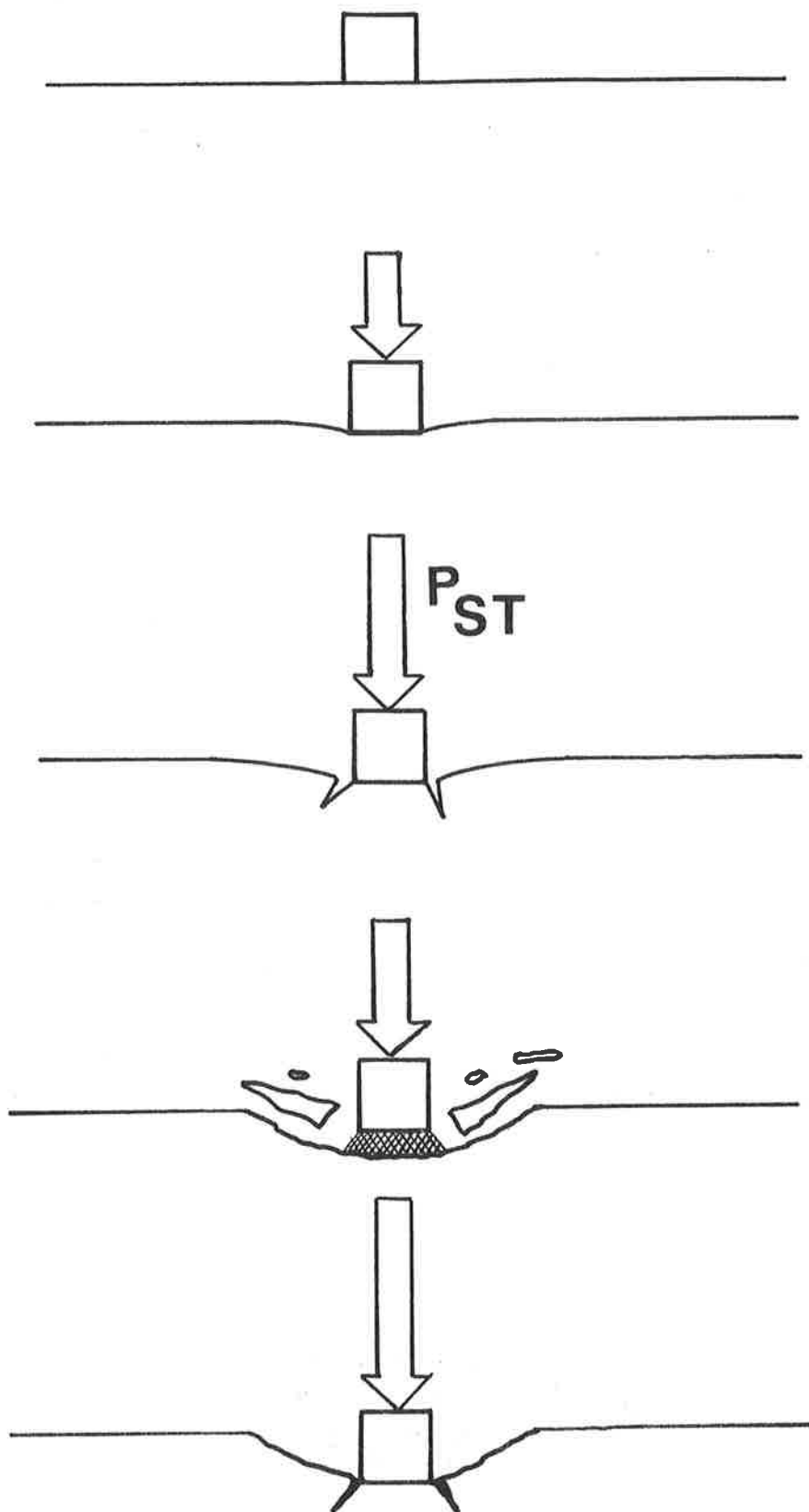
I underjordsgruvor kan bergspänningstillståndet sannolikt vara mycket komplicerat, dels på grund av de geologiska förhållandena där malkroppens form och elasticitetsdata samverkar med det omgivande gråberget och dess elasticitetsdata samt med de tektoniska spänningarna och bergmassans tyngd, dels på grund av de berguttag i form av tunnlar och brytningsrum som gruvdriften i sig själv innebär. Med hänsyn till alla dessa vitt skilda, starkt varierande och ofta kvantitativt helt okända effekter så är det i princip omöjligt att uttala sig teoretiskt om hur borrarjunkningen kan tänkas variera längs borrhålen. Ibland är borrarhastigheten relativt konstant men oftast fås en ganska kraftig reduktion av borrarhastigheten över de första skarvstängerna vid långhålsbörning under jord. Efter denna kraftiga reduktion brukar borrarhastigheten stabiliseras och endast avtaga marginellt med ökande antal skarvstänger. Dessa effekter kan orsakas av bergförhållandena på sätt som diskuterats ovan, men det bör också understrykas att borrarutrustningens utformning påverkar resultatet.

Det finns en tämligen enkel teoretisk förklaring till de observerade effekterna. Betrakta figur 7 som är en schematisk framställning av ett så kallat stämpelhållfasthetsprov, där en cirkulär stel stämpel med radien a trycks mot en plan bergyta med en ökande kraft P . Till att börja med fås blott en elastisk deformation av bergmaterialet som antages vara ett sprött material. Men vid en viss last P_{ST} svarande mot stämpelhållfastheten σ_{ST} :

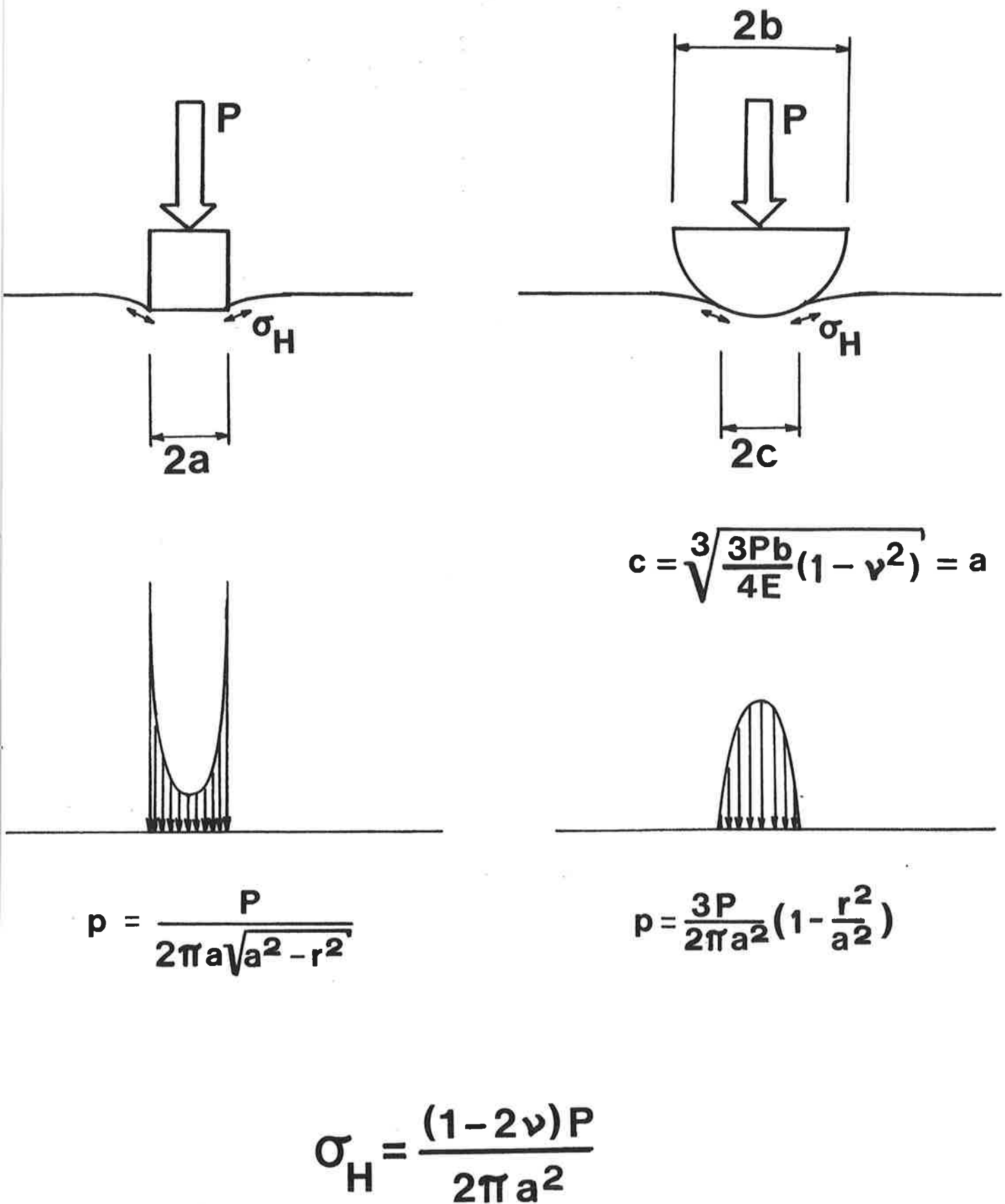
$$\sigma_{ST} = P_{ST}/(\pi a^2) \quad (7)$$

uppstår plötsligt så kallade Hertzska dragspänningssprickor i bergytan runt stämpeln. Därmed förlorar berget omedelbart under stämpelytan sin förmåga att stå emot kraften som sjunker något jämfört med P_{ST} samtidigt som berget omedelbart under stämpeln krossas till ett fint pulver. Detta pulver trycks radiellt utåt och trycker därmed snett underifrån på bergytan omedelbart utanför stämpeln så att de Hertzska sprickorna drivs vidare upp mot bergytan och resulterar i att ett antal flisor lossnar runt stämpeln. Så småningom når stämpeln fram till förhållandevis oskadat berg varvid kraften åter kan börja öka och normalt måste bli större än P_{ST} för förnyad bergavverkning. Uppenbarligen så är slående bergborrning med stiftborrkronor ingenting annat än ett antal samtida stämpelhållfasthetsprov som borrhålsbotten gör på borrhålsbotten. Detsamma gäller givetvis för skärborrhålsbotten med den skillnaden att stämplarna här är rektangulära och långsmala.

De Hertzska dragspänningssprickorna i ett sprött material uppstår när någon form av draghållfasthet i bergytan överskrides vid stämpelhållfasthetsprovet. Brottvillkoret ges ej enkelt av bergmaterialets enaxliga draghållfasthet σ_T eftersom spänningstillståndet under stämpeln är av en komplicerad natur. Men det är ändå av intresse att studera den maximala teoretiska dragspänningen i bergytan såsom den ges av Hertz kontaktteori [2]. Denna maximala teoretiska dragspänning finns nämligen just där de Hertzska dragspänningssprickorna uppstår, därav namnet. I figur 8 visas två olika stämpelhållfasthetsprov, dels det i figur 7 med en stel cirkulär plan stämpel med radien a , dels med ett stelt sfäriskt stift med radien $b > a$. I det senare fallet så växer radien c för kontaktytan mellan stift och berg med ökande kraft P enligt:



FIGUR 7: Stämpelhållfasthetsprovet. – The stamp load strength test.



FIGUR 8: Teoretiska resultat från Hertz kontaktteori. – Theoretical results from the Hertz theory of contact.

$$c = \sqrt[3]{3 P b (1 - \nu^2)/(4 E)} \quad (8)$$

där E och ν är elasticitetsmodulen respektive tvärkontraktions-talet för det spröda elastiska bergmaterialet. För en viss kraft P gäller således att kontaktytorna i figur 8 i de två fallen är lika stora; det är för detta fall figuren har ritats.

Trycket över kontaktytan är helt olika i de två fallen såsom framgår av figur 8. Graden av "singularitet" vid kontaktytans rand för den plana stämpeln beror på krökningsradien för stämpelns hörn som ju ej i praktiken kan vara "matematiskt" vasst. Men oberoende av hur den radiellt symmetriska tryckfördelningskurvan ser ut över kontaktytan så ges den maximala teoretiska Hertziska dragspänningen σ_H av:

$$\sigma_H = (1 - 2 \nu) P / (2 \pi a^2) \quad (9)$$

där a således är kontaktytans radie.

Antag nu att man som i figur 9 utövar ett sidotryck q på det bergprov som utsätts för ett stämpelhållfasthetsprov. Därmed kommer den Hertziska dragspänningen σ_H att reduceras jämfört med resultatet i ekv (9):

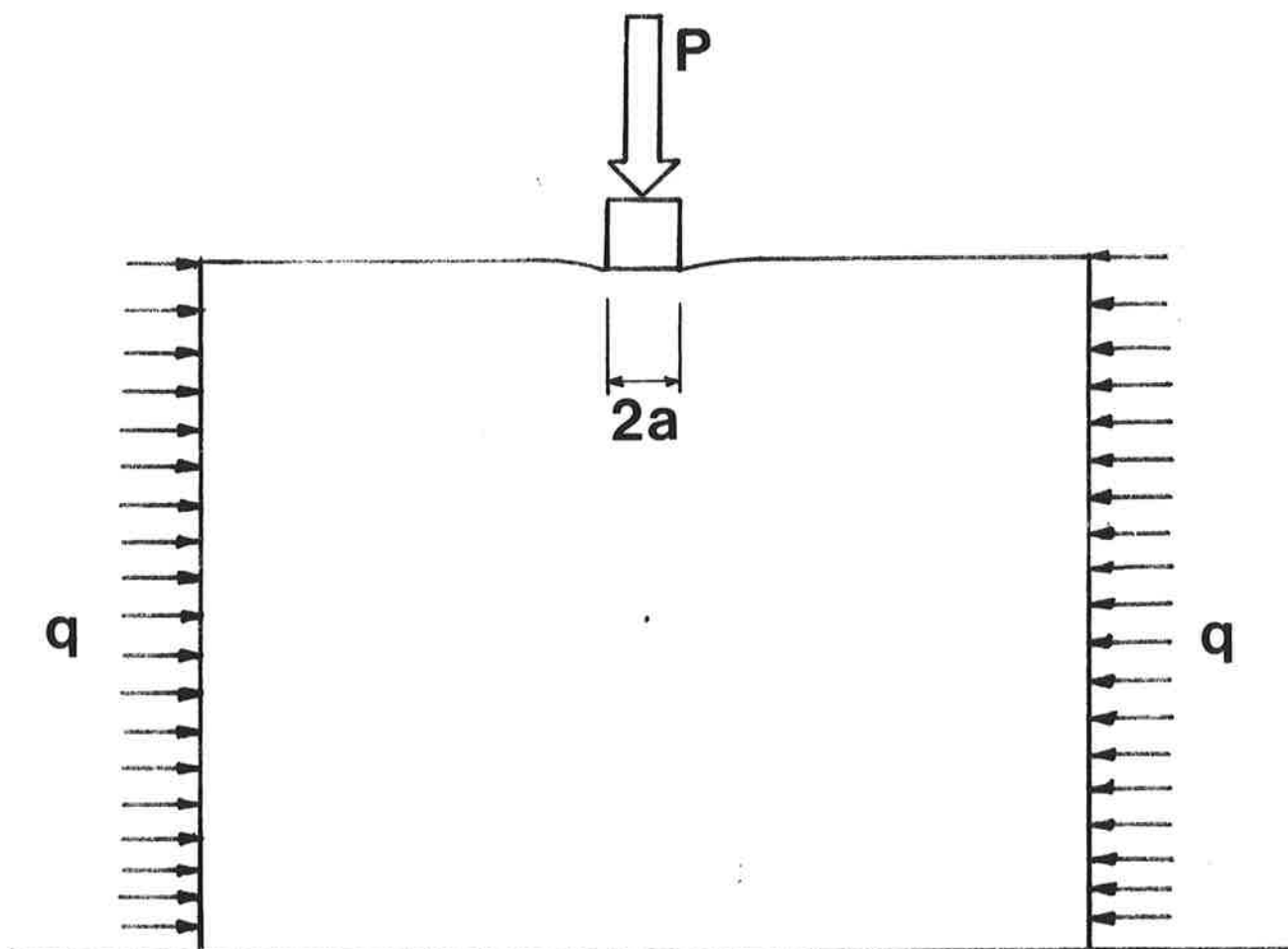
$$\sigma_H = (1 - 2 \nu) P / (2 \pi a^2) - q \quad (10)$$

För att dragspänningen i bergytan skall uppnå samma värde vid brott som för fallet utan sidotryck q då brottlasten gavs av P_{ST} enligt ekv (7) så krävs en kraft $P_{ST}(q)$ som är större. Ekv (9) och (10) ger:

$$P_{ST}(q) = P_{ST} + 2\pi a^2 q / (1 - 2 \nu) \quad (11)$$

I och med att det krävs en större brottkraft ju större sidotrycket q är så är det naturligt att förvänta sig att bergets borrhårets avtager med ökande sidotryck, d v s i enlighet med de experimentella resultaten från fallhammarproven som redovisats ovan.

Axialtrycket på borrhärnans undre plana yta fördelas om till ett något högre tryck på borrhärnans övre plana yta eftersom denna är något mindre än den undre ytan på borrhålet i den övre ytans mitt. Bergmaterialet omedelbart under borrhålsbotten förblir emellertid obelastat vid enbart axialtryck på borrhärnan (med undantag för spänningskoncentrationen som fås just vid borrhål-



Figur 9: Det "treaxliga" stämpelhållfasthetsprovet. -
The "triaxial" stamp load strength test.

bottens periferi) varför borrkronans bergavverkning bör vara i stort sett oberoende av axialtrycket, d v s ånyo i enlighet med resultaten från fallhammarproven. Härvidlag skiljer sig dessa experiment från dem som görs med stora rullborrkronor för oljeborrning, där man har ett tungt borrhålsstabiliserande spolningsmedel, t ex bentonit, som utövar ett stort tryck på borrhålsbotten. Det är väl känt att under dessa förhållanden fås avsevärt sämre borrarbarhet än i obelastat berg ty vid de stora bergtryck som då råder uppvisar alla bergmaterial ett tämligen "plastiskt" beteende. Borrkronestiften trycker då bara bergmaterialet under kontaktytorna åt sidorna utan någon vidare effektiv utspräckning av det slag som schematiskt visades i figur 7.

Den elementära teorin ovan ger således en kvalitativ förklaring till de observerade effekterna i figur 6 vad avser inverkan av det yttre trycket på bergets borrarbarhet. Det återstår att diskutera skillnaden mellan Bohusgranit och Lemundasandsten vad beträffar K-värdets känslighet för det yttre trycket. Vid fallhammarexperimenten användes slagkolvanslagshastigheten $v = 8,0$ m/s. Stötvågskraften i borrarstålet är proportionell mot anslagshastigheten. Behovet av stötvågskraft för en effektiv bergavverkning ökar med bergets hållfasthet, d v s med t ex den enaxliga tryckhållfastheten σ_c . Den använda borrarutrustningen är väl anpassad för borrarning i Bohusgranit. För att få motsvarande anpassning vid borrarning i Lemundasandsten måste därför anslagshastigheten reduceras i proportion till tryckhållfastheterna, d v s till cirka $8,0 \cdot 60/200 = 2,4$ m/s. Sannolikt skulle K-värdet för Lemundasandsten vid denna anslagshastighet variera med det yttre trycket på ungefär samma sätt som för Bohusgranit. Därav följer att den i ekv (6) introducerade experimentella storheten α ej är en ren bergparameter utan också beror på borrarutrustningen och borrarmaskinens slagdata.

NÅGOT OM BORRBARHETSBESTÄMNING FÖR BERGMATERIAL

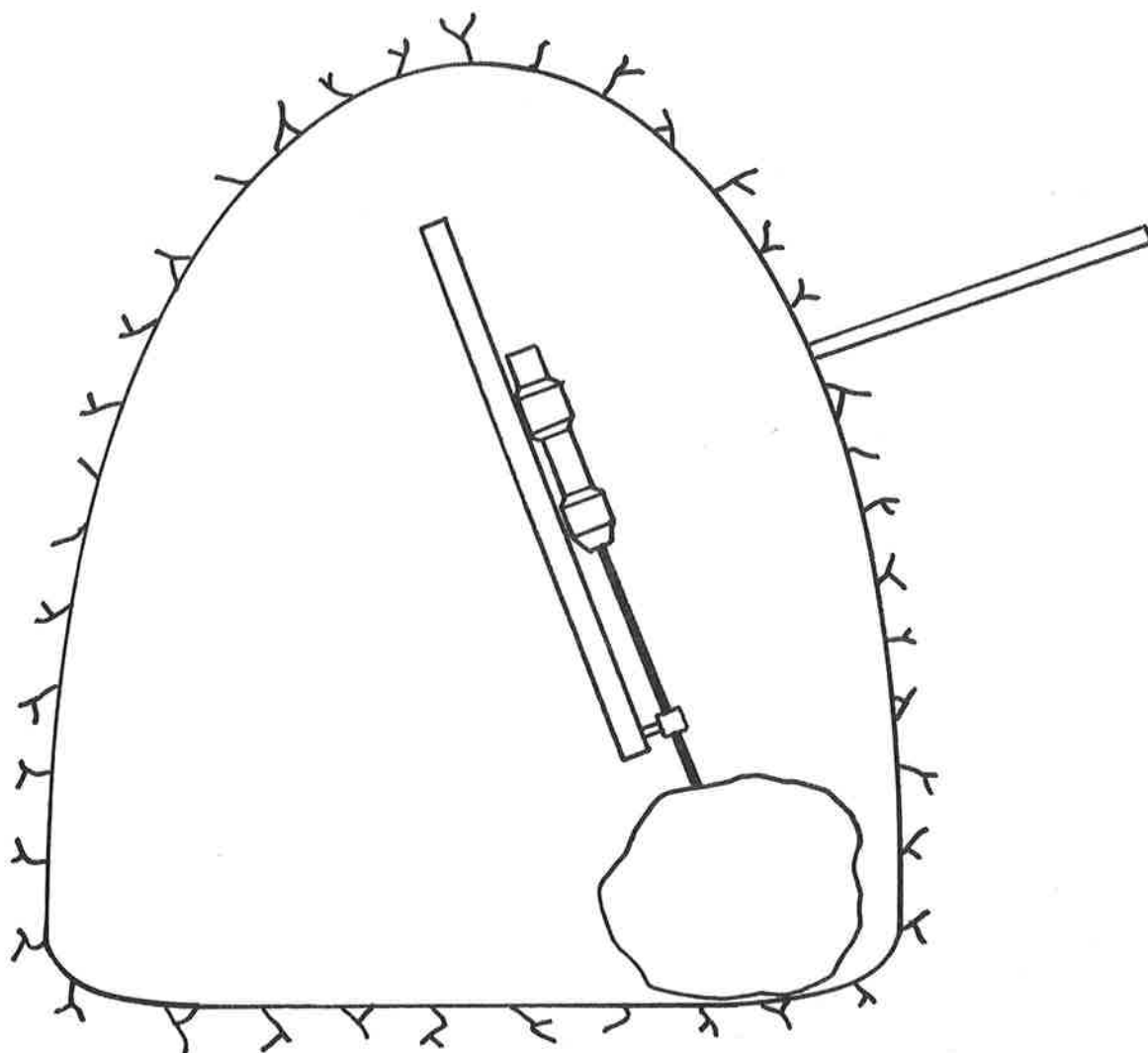
Atlas Copco MCT AB har datorprogram för borrarbarhetsbestämning av bergmaterial som baseras på fysikaliska modeller av bergavverkningsprocessen som i sin enklaste version överensstämmer med framställningen i figurerna 7, 8 och 9. Emellertid saknar vi nästan undantagslöst kvantitativ information om bergspänningsförhållandena på de platser där våra maskiner arbetar. På grund av de experimentella resultat som redovisats ovan måste vi därför reservera oss för noggrannheten i de borraringshastighetsprediktioner som görs baserade på laboratorieprov såsom fallhammarprov i fria bergblock eller, som oftast är fallet, konventionella hållfasthetsdata på borrar kärnor.

På andra sidan kan datorprogrammen räkna "baklänges" om man redan har borrar maskinen på platsen. Detta är av speciellt intresse för hydrauliska bergborrar maskiner där slagdata (t ex slagkolvens anslagshastighet och slagtal) kan varieras via slagverkstrycket och den mekaniskt inställbara slaglängden. Man gör ett antal borrar hål med en given maskininställning. Datorprogrammet matas med dessa data och de uppmätta borraringshastigheterna, varefter den först beräknar de relevanta bergparametrarna och sedan bestämmer den optimala maskininställningen. Vad som menas med optimal maskininställning beror på vad som prioriteras av kunden, t ex hög borraringshastighet eller långa borrar ståls livslängder.

I framtiden kan man kanske tänka sig att göra som i figur 10, dvs dels borrar hål i tunnelväggen, dels i lossprängda intakta stenblock för att via de observerade borraringshastigheterna erhålla information om spänningstillståndet i berget. Steget dit är givetvis stort och fordrar vidare arbete efter de linjer som utstakats i denna rapport. Men på sikt bör det vara möjligt för borrararen att, såsom antyds i figur 11, få till stånd en fruktbärande kommunikation med sin borrar maskin.

REFERENSER:

1. Jaeger & Cook: Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman & Hall 1971.
2. Timoshenko & Goodier: Theory of Elasticity, McGraw-Hill 1970.



FIGUR 10: Principen för bergtrycksuppskattning via borrhastighetsmätningar. – The principle of estimation of rock pressure by measurements of drilling rates.



FIGURE 11: Underjordskommunikation.-- Underground communication:
"The pressure inside seems to be very high, Darling."

SUMMARY

The compressive strength of all rock materials increase considerably with an increasing confining lateral pressure on the samples. In analogy with this behaviour the drilling rate for percussive rock drilling should decrease with an increasing external pressure on the rock being drilled. This has been verified experimentally in a drop-hammer test facility where a pressurized cylindrical rock sample was drilled along the axis. The samples were pressurized independantly in both the radial and the axial directions. Tests were performed in Bohus granite and Lemunda sandstone. The effect of the axial pressure was almost negligable whereas the effect of the radial pressure was considerable. The drilling rate in granite turned out to be much more sensitive to the external rock pressure than the drilling rate in sandstone. A simple theoretical explanation of the experimental observations is given.

DISKUSSION

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

Först vill jag kort kommentera de informationer som kommer från Norge och Finland. De är mycket intressanta och styrker ytterligare att vi normalt har ett överskott på horisontella spänningar i urbergsområdena i Skandinavien. Där vill jag höja ett varnande finger till dem som nu vill rusa på och använda resultaten. Det går nog ganska bra än så länge i urbergsområden, men kommer man utanför urbergsområdena i Norden, så se upp!

Jag vill också rikta några frågor till Sten G.A. Bergman. I oljelagret vid Brofjorden valde man att utforma bergrummet med större höjd än bredd och med en väl tilltagen pilhöjd trots kännedomen om ett överskott i horisontalspänningarna. Jag önskar veta om man övervägt att nu öka pilhöjden eller rent av övergå till plant tak eftersom detta teoretiskt skulle ge hälften så stora tangentialspänningar i taket (se Figur 118 i Hoek & Brown, 1980. *Underground Excavations in Rock*, sid 222). Vidare uppgavs att berget var genomsatt av en horisontell sprickgrupp, vilket ytterligare pekar mot att man borde utforma taket horisontellt, d v s parallellt med denna sprickgrupp.

Den andra frågan gäller orienteringen av bergrummet. Vad hindrade er från att orientera bergrummens längsta axlar parallellt med den största horisontella spänningen i berget.

Slutligen anser jag att en anläggning av denna storlek och med de kända parametervärdena på bergmassan, geometrierna och randvillkoren skall underkastas en bergmekanisk analys vad gäller stabilitet, spänningar och deformationer. Vilka var orsakerna till att en sådan analys inte genomfördes?

Tekn.dr Sten G.A. Bergman

Det är riktigt som Ove påpekar att vid $\sigma_H > \sigma_v$ elasticitetsteorin för en enstaka tunnel visar på minskande tryckspänningar i taket om pilhöjdsförhållandet går mot 0, d v s mot plant tak. Riktigt så stora skillnader som här angavs blir det dock knappast vid Brofjordens höga tunnlar.

Jag har för övrigt i min konsultverksamhet i vissa fall med gott resultat utnyttjat detta förhållande och rekommenderat plana eller nästan plana tak. Det har dock då gällt mindre spännvidder upp mot 12 m.

När Brofjordenanläggningen planerades hade man efter vad jag förstått inga tankar på att stora horisontaltryck skulle föreligga och ingen kännedom om huvudspänningarnas riktning och inbördes relation. Rummens orientering bestämdes alltså på vanligt sätt så att ett system av brantstående sprickzoner tvärades under gynnsam vinkel samtidigt som den aktuella bergplinten utnyttjades optimalt. Det relativt höga värdet 1:4 för takvalvets pil-

höjdsförhållande har vid andra liknande anläggningar visat sig gynnsamt, bl a vid en närliggande oljelagringsanläggning.

Som vi redovisade i föredraget förelåg en kvantitativ uppfattning om bergspänningarna först då gallerisprängningarna inletts. Att i detta läge ändra på den generella lay-outen för en totalentreprenad var ej praktiskt möjligt.

Att ändra på valvformen till plant eller nära plant tak hade möjligen kunnat genomföras. Vid studium av framför allt norska erfarenheter av knäppberg framstod emellertid, som vi redovisat (fig. 7), risken för svåra knäppbergsförhållanden som relativt liten. De sex parallella cisternerna måste dessutom ge upphov till mindre takspänningar i de "inre" cisternerna på sätt som fig. 7 i föredraget antyder. Detta förhållande kunde också verifieras i verkligheten, där avlossningarna genomgående var mindre i cisterner i "mellanläge".

Den summerade erfarenheten från ÖEF:s Brofjordenanläggning bör trots alla besvärligheter tolkas så att knäppbergsfenomenen var relativt lindriga. I regel rörde sig avlossningarna om cm- till dm-tjocka skivor och sällan var det totala avlossningsdjupet mer än 3-4 dm, vilket är ringa för så stor spännvidd som 20 m. Det verkliga problemet bestod i att anläggningen var upphandlad efter funktionskrav, som inte tillät nätning av taken - alla utstickande metallföremål i tak och väggar måste täckas med betong för att förebygga risk för elektriska urladdningar. Först sedan detta krav visat sig ogörligt att uppfylla med hänsyn till arbetarskyddet under byggnadstiden och ett dyrbarare lagringssystem (s k inertning) måste accepteras, kunde den rationella skyddsmetoden med nätning användas.

Vi som arbetade med anläggningen har nog den på praktisk erfarenhet grundade uppfattningen att den höga takvälvningen var av godo från stabilitetssynpunkt. En genomgående erfarenhet var nämligen att avlossningen gärna blev särskilt svår på sådana avsnitt, där taket uppvisade förhållandevis stora plana partier kring hjässan. Anfangspartierna kunde även när de var kraftigt skivade genom bultning ges en avsevärd konsolleffekt, vilket måste ha minskat riskerna för stora ras. Denna konsolverkan i i brottstadium kan studeras i fig. 14 och 15.

Jag instämmer gärna med Ove om lämpligheten att i planeringsstadium göra FEM- eller andra bergmekaniska analyser. Vid Brofjordenanläggningen var förhållandet sådant, att när randvillkor och parametervärden blev någorlunda kända så var byggnadsarbetet långt uppbundet och framskridet. En realistisk bedömning var att man inte med några bergmekaniska analyser skulle kunna minska riskerna och samtidigt innehålla kostnader och leveranstid. Arbetet kunde ju också genomföras i säkerhet inom kontrakterad tid.

Civ.ing. Magnus Bergman, Hagconsult AB

Vad Stephansson nämnde om att få göra en analys är ganska intressant. Brofjordenområdet är unikt på många sätt. Geologin

är avklädd. Man kan studera den tektoniska situationen därför att man inte har något jordtäckte i det här stora området. Dessutom finns där tre stycken stora undermarksanläggningar orienterade i olika riktningar, utöver ÖEF:s anläggning nämligen Scanraffs stora råoljelager och produktbergum. Det borde finnas all anledning, om än inte för Överstyrelsen kanske, att reda ut saksfrågor, som kan ha betydelse för andra områden i Sverige. Man borde kunna göra en utvärdering och FEM-analys, där man kan använda material från Scanraff och från ÖEF:s anläggning. Även i råoljeanläggningen förekom samma typ av smällberg - om än inte av samma dimension - i nerfartsorten. En hel del material borde kunna sammanställas och ge resultat som kan användas i andra sammanhang.

Dipl.ing. Norbert Krauland, Boliden Mineral AB

Jag vill bidra till den här frågan med en liten kommentar. Kautskymalmen i Laisvallgruvan är ca 1 1/2 km lång och ca 200 m bred. Transportorten som ger tillträde till malmens olika delar, har drivits längs denna. Brytningsstrossarna inom brytningsområdena har orienterats vinkelrätt till transportorten. Senare undersökningar av spänningsfältet i Laisvall har visat att den maximala huvudspänningen, som är horisontell och av storleksordningen 20 MPa är parallell med brytningsstrossarna. Transportorten ligger således vinkelrätt mot den maximala huvudspänningen. Detta har givit upphov till mycket stora problem i form av smällberg och när det gäller takstabiliteten vid drivning av transportorten. Vid drivning av brytningsstrossarna, som löper parallellt med spänningsfältet har vi inte observerat några som helst svårigheter med horisontalspänningen. Vid drivning av pelargenomslog genom pelarbalkar mellan brytningsstrossarna kan takproblem uppstå. Problemen uppträder ibland fördröjda, t ex i samband med uttag av första eller andra pallen.

Fil.dr Tor Hagerman, Hagconsult AB

I slutet av 30-talet hade jag ett uppdrag för 1937 års granitutredning och hade anledning att beresa hela Bohuskusten och alla stenbrott där. Den uppfattning man fick av dessa bergs beskaffenhet, i fråga om förklyftning, sprickighet och klov med hänsyn till hållfasthet i de olika riktningarna, gjorde att jag fick samma uppfattning som Stephansson i det här sammanhanget. Det här berget borde egentligen skötas som ett uppbankat berg. Problemet är egentligen: Hur tätt ligger bottarna? För stenbrytningens del är det så att framför allt bottarna är det väsentliga. Utan dem tar man inte ut sten på ett hyggligt sätt. Man får lov att ta loss råblocken bankvis. En sådan kännedom måste vara synnerligen värdefull att ha innan man sätter igång en utbrytning av tunnlar och rum. Jag tror att man gärna stannar vid en mer eller mindre rektangulär tunnelform.

Sten Bjurström, BeFo

Får jag komplettera med en fråga innan Sten Bergman svarar. Den här "skinnbultningen" är en icke traditionell förstärkning mot smällberg, där man på grundval av tidigare erfarenheter ofta har använt långa bultar och stora brickor. Här har man i stället valt ganska korta bultar. Vill du kommentera detta också?

Sten G.A. Bergman

Metoden med "skinnbultning" är inte så unik. Namnet är däremot såvitt jag vet nytt och har väl Carl-Olof Morfeldt som upphovsman. Metoden förutsätter givetvis att det gäller en lindrig form av knäppberg, som yttrar sig i tunna, ytliga avlossningar. Jag har med framgång rekommenderat metoden i Kidatukraftverket, Tanzania. I Brofjorden var avlossningen just ganska tunna skivor, som jag tidigare beskrivit. Bultarna fungerade också ganska bra men däremot inte den oarmerade sprutbetongen mellan bultarna. Den var för spröd och kunde inte hålla uppe bergskivorna mellan bultarna, då spänningarna steg vid liggar- och ståndarpallarnas uttagning.

Bottnarna som Hagerman talade om låg enligt Walter Larssons på kärnborrning baserade bedömning på mellan 1 och 3 m från varandra. Detta innebär då $RQD = 100$, d v s ett mycket "bra" berg. Men när bergrummen sprängdes ut kunde man i väggarna finna mycket mindre sprickavstånd, ofta av storleksordningen dm. Vid knäppbergssuppbomningen låg, som jag förut nämnt, sprickorna ofta på cm- till dm-avstånd. Ofta kunde man se att det då gällde färska klovsprickor.

Civ.ing. Karl-Arthur Scherman

En liten kommentar till diskussionen i allmänhet skulle jag vilja ge. När man kommer in på diskussioner om bergtryck blir det ofta så att man talar om negativa effekter av bergtryck. Slutsatserna kan då ibland bli vilseledande för det allmänna fallet. Jag tänker på Stephanssons tanke att man skall orientera bergrummen parallellt med det största horisontella bergtrycket. Det är inte alls säkert att det är rätt om man har andra storlekar på bergtrycket. Här har vi alltså berört de negativa effekterna, men jag skulle vilja betona de positiva effekterna av bergtryck. Rimligt höga bergtryck leder till god stabilitet hos våra bergrum, framför allt om trycket ligger vinkelrätt mot längdaxeln på rummet och därmed stabiliserar taket. Jag vill betona detta, så att man inte får den uppfattningen att man generellt bör orientera bergrummen parallellt med största bergtrycket. Det gäller endast i sådana fall där det kan bli negativa effekter av mycket höga tryck.

Bergsingenjör Anders Helzen, Institutt for fjellsprengnings-teknikk, Oslo

Schermans inlägg passade bra här. I föredraget som Myrvang och jag har utarbetat har vi nämligen exempel på positiv effekt av horisontalspänningar. I samband med utsprängning av en del

större rum i Oslo-området, med 25 meters bredd, har man konstaterat väsentligt högre horisontalspänningar. Där planerade man att gjuta bågar med fem meters avstånd då rummen skulle tjänstgöra som skyddsrum. I en av hallarna har vi helt enkelt kunnat utesluta bågarna eftersom vi hade fått en positiv effekt av de horisontala spänningarna.

Det som jag egentligen bad om ordet för gällde bultning. Sätter man upp en expansionsbult i ett smällbergsområde och förspänner den får man spänningsgradienter runt underlagsbrickan och detta leder till smällberg runt omkring bulten. Detta har visat sig vara problematiskt i många anläggningar. Ett praktiskt sätt är att ta en gummipackning 10-15 mm tjock och lägga den mellan berget och brickan. Då upphör effekten med smällberg runtom.

Sten Bergman

Jag vill bara poängtera att både Hagconsult och jag själv hade - och det hoppas jag kommit fram här - den synpunkten att trycket som sådant inte var negativt utan att det var andra besvärigheter som var negativa. Från storstabilitetssynpunkt var vi tacksamma för det höga trycket.

Docent Jonas Holmgren, Fortifikationsförvaltningen

Jag har en kommentar till sprutbetongen i Brofjorden. Misslyckandet med sprutbetongen förefaller ju kunna bero på att man haft en olycklig kombination av en eftergivlig förstärkning, nämligen expansionsbultarna och en spröd, nämligen den oarmrade sprutbetongen, som inte - så vitt jag förstår - har kunnat samverka med bultförstärkningen. Man hade naturligtvis kunnat göra en seg och eftergivlig sprutbetongförstärkning, då till större kostnader än stängselnätet, men i stället hade man vunnit i beständighet. Har man inte bedömt att den här förstärkningen som nu sätts upp, alltså stängselnätet som så småningom fylls med sten, behöver fungera efter det att man har byggt anläggningen färdig?

Sten Bergman

Från funktionssynpunkt gör det ingenting om nätet skulle brista och stenar falla ned genom oljan och ned till tunnelns sula. Stor - stabiliteten är som nämnts inget problem, utan det är bara fragment av sprutbetong och "bergskinnet" som kan ramla ned och det betyder ingenting.

Docent Rudolf Hiltcher

Jüri Martna rapporterade om jämförande bergspänningsmätningar i Stripa enligt två olika metoder. Jämförelsen av metoderna är något besvärlig p g a den naturliga spridningen av bergspänningarna. Man skulle kanske därför inte enbart jämföra regressionslinjerna i de båda fallen utan direkt mätresultatet i de enstaka mätpunkterna. Mätpunkterna är nämligen i föreliggande fall, i motsats till tidigare jämförande bergspänningsmätningar, där man var tvungen att mäta i olika borrhål, så

gott som identiska för de båda metoderna. På så sätt vore det möjligt att konstatera principiella skillnader mellan metoderna.

I anslutning till Jüri Martnas rapport kan det vara intressant med en jämförelse av metoderna ur principiell och praktisk synvinkel. Jag har i nedanstående tablå sammanställt några viktigare synpunkter, utan anspråk på fullständighet.

<u>Friborrning med 3-dim. töjnings-</u> <u>mätning (Variant Hiltcher)</u> =====	Hydraulisk borrhålsspräckning =====
Statens Vattenfallsverk	Lawrence Berkely Laboratories
Ger fullständig spänningstensor (6 komposanter, 3 huvudspänningar) i varje mätpunkt	Ger enbart min. och max. normalspänning i horisontalplan, ej huvudspänningar, ej vertikalspänning, ungefär som "doorstopper"-metoden
Antaganden och uppskattningar: inga	Antagande: En huvudspänning parall. borrningen (stämmer inte i Stripa) Uppskattning: Bergets lokala hydr. draghållfasthet
Konventionella säkra töjningsmätningar	Sofistikerad metodik med approximationer och komplicerade tolkningar av sprickbilder och spräckningsdiagram
Mätningarna växelvis med borrhningsarbetet. Inga senare kompletterande mätningar möjliga	Mätningarna i ett sträck i det i förväg borrhade hålet. Senare komplettering möjlig
Användning begränsad genom spänningsnivån. Skivning av borrhkärnan vid höga spänningar vinkelrätt mot borrhålet	Användning mindre begränsad genom spänningsnivån. Metoden blir bättre vid hög spänningsnivå p g a avtagande influens av den hydr. draghållfastheten

Jämförelse av två olika metoder för bergspänningsmätning i djupa hål

SKONSAM SPRÄNGNING - NY FÖRSTÄRKNINGSMETOD ?

Fältförsök med skonsam sprängning

SMOOTH BLASTING - NEW WAY OF REINFORCEMENT ?

Field tests with smooth blasting

Lindström, M. BERGAB-Berggeologiska Undersökningar AB

Ludvig, B. Bergmekanikavd., Högskolan i Luleå

Naarttijärvi, T. Bergteknikavd., Högskolan i Luleå

SAMMANFATTNING

Sprängningsinducerade sprickor bildas alltid i kvarvarande slutkontur vid tunnelsprängningar oavsett bergkvalitet. Denna sprickbildning kan i vissa fall ge upphov till instabila bergavsnitt med risk för stennedfall. Stennedfallen kan ge hålrummen en ur stabilitetssynpunkt ogynnsam form. Detta innebär ofta kostnadskrävande förstärkningsåtgärder och risk för ytterligare stennedfall.

För att undersöka hur olika faktorer påverkar den vid sprängningen uppkomna skadezonen genomfördes två forskningsprojekt med skonsam sprängning. Fältförsöken inom projekten, som finansierades av Arbetarskyddsfonden, utfördes i en tvärort i Kapstensgruvan, Malmberget och i två vägtunnlar i Göteborg, Västerledstunneln och Norrledstunneln.

Undersökningarna utfördes inom tre olika typer av bergmassor. Vid utsprängningen varierades sprängningsmetoderna. De flesta salvorna sprängdes med normal slätsprängning men även dubbel slätsprängning har utförts. Olika typer av sprängämnen och olika initieringsteknik testades också. I detta föredrag jämförs resultaten från de tre fältförsöken.

Geologisk kartering av bergmassan utfördes i försöksområdena. De nya sprickor som uppkommit i samband med sprängningen registrerades för varje provsalva med hjälp av borrhålskikare i observationshål. Vidare utfördes mätning av mängden kvarstående borrhålskikare, kärnbörning och vibrationsmätning.

Vid utvärderingen av resultaten definierades skadezonen som tre eller fler sprängningsinducerade sprickor per meter.

Det är speciellt viktigt ur bergmekanisk synpunkt att inte ut-sätta sprickgenomsatt berg för stora skador vid sprängningen. Bergmassans egenskaper måste ligga till grund för planeringen av borrhningen och sprängningen för att största säkerhet och god ekonomi skall erhållas.

Av resultaten framgår också att skadezonen är större i berget utanför konturhålens bottenladdning än utanför pipladdningen. Genom att minimera bottenladdningen skulle mindre skador på berget erhållas.

Laddningskoncentrationen i hålraderna innanför konturen måste anpassas så att inte skadorna från dessa hålrader överskrider skadorna från konturhålen.

Tändspridningen vid initieringen av konturhålen bör vara så liten som möjligt. Mätningarna i Kaptensgruvan visade att skadezonen är större kring initieringspunkten. Topptändning skulle därför kunna minska inverkan av bottenladdningen.

Fortsatta försök med riktade laddningar vid sprängning av konturhålen rekommenderades. Metoden ger styrd sprickbildning mellan konturhålen.

Fältförsöken visar att skonsam sprängning är en bra metod för att minska skadorna i kvarvarande berg. Behovet av bergförstärkning kan därigenom också minskas.

INLEDNING

Vid drivning av tunnlar och orter genom borrhning/sprängning skapas alltid sprängningsinducerade sprickor i det kvarstående berget. De sprängningsinducerade sprickorna och de primära sprickorna gör att berget blir instabilt, vilket kan medföra att stora förstärkningsinsatser måste utföras för att bibehålla säkerheten under jord. Genom förbättrade sprängningsmetoder kan skadorna i kvarstående berg minskas.

Resultaten från fältförsöken inom två forskningsprojekt med skonsam sprängning under jord kommer att redovisas i detta föredrag.

Målsättningen med projekten var:

- Bestämma sprängämnets, laddningskoncentrationens och initieringsteknikens inverkan på skadezonens utsträckning.
- Bestämma hur bergmassans spricksystem påverkar skadezonens utsträckning.
- Bestämma sambandet mellan bergets vibrationer och skadezonens utsträckning.
- Förbättra befintlig teknik och utveckla ny teknik för skonsam sprängning under jord i blockigt berg.

Fältförsöken genomfördes i LKAB:s gruva i Malmberget och i två vägtunnlar i Göteborg. Undersökningarna i LKAB:s gruva, Kaptensgruvan utfördes av avdelningarna för Bergteknik och Bergmekanik vid LuH. LKAB deltog dels vid val av lämpligt försöksområde och dels med hjälp under försökens genomförande.

Undersökningarna i vägtunnlarna i Göteborg genomfördes gemensamt av Nitro Consult AB, BERGAB-Berg.geol.Undersökn. AB och Nitro Nobel AB. Genom tillmötesgående och hjälp från Gatukontoret i Göteborg och entreprenörerna AB Skånska Cementgjuteriet, Armerad Betong Vägförbättringar AB kunde detta projekt genomföras.

Undersökningarna genomfördes med anslag från Arbetarskyddsfonden, Nitro Consults utvecklingsavdelning samt Nitro Nobels sprängtekniska avdelning.

Vi vill här framföra ett tack till alla som hjälpt till vid projektens genomförande.

UNDERSÖKNINGSMETODIK

Forskningsprojektet som genomfördes vid LuH omfattade tre delar: litteraturstudier, modellförsök och fältförsök. I detta föredrag behandlas endast fältförsöken av de använda undersökningsmetoderna.

Mätningarna vid provsprängningarna gjordes i tre steg: före, under och efter sprängningarna. Mätningarna syftade till att registrera skador och vibrationer på bergmassan.

Kaptensgruvan

I Kaptensgruvan i Malmberget genomfördes tio provsalvor i en tvårört med spännvidden 5 m. Malmen bryts med skivrasbrytning.

De bergmekaniska och bergtekniska mätningarna omfattade följande moment:

- Strukturkartering
- Fotosektionering
- Mätning av mängden kvarstående borrarpor
- Borrhålskartering
- Inmätning av konturhål
- Kärnborrning
- Parameterbestämning
- Vibrationsmätning

Inmätning av bergmassans spricksystem och sprickornas egenskaper gjordes i gaveln innan salvorna sprängdes ut och i väggarna och taket efter salvans utsprängning.

Två fotosektioneringar utfördes för varje salva.

Den synliga mängden borrhålor och den del av konturhålen som slogs ut mättes in efter varje salva.

Två observationshål för sprickkartering borrades i varje provsalva i taket. Även i väggarna borrades två observationshål (se fig. 1). Observationshålens djup var 3,5 m.

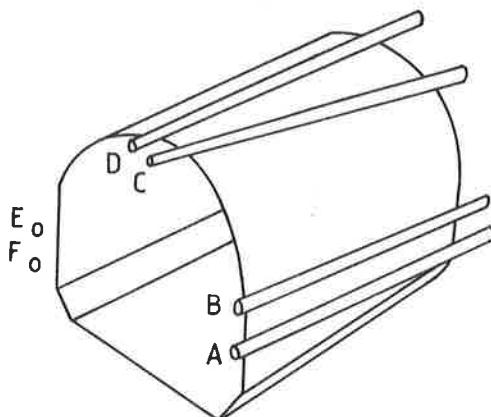


Fig. 1 Observationshålens placering kring provsalvorna i Kaptensgruvan.

Arrangement of inspection holes around the test rounds in the Kaptensgruvan.

Sprickornas läge, vidd och orientering registrerades med borrhålskikare före och efter sprängningen. På detta sätt kunde de nya sprickor som uppstått i samband med sprängningen identifieras.

Konturhålens mynning lägesbestämdes relativt centrumhålet i taket. Centrumhålen mättes in i gruvans koordinatsystem.

Två kärnborrhål med ca 5 m längd borrades inom provområdet. Kärnorna användes för parameterbestämningar i laboratorium. Resultaten från parameterbestämningarna behandlas inte i detta föredrag.

Vibrationsmätningar utfördes ovanför provsalvorna. För att kunna mäta vibrationer nära sprängborrhålen monterades accelerometrar i borrhål som borrats från ovanliggande ort mot de ortsalvor som sprängts. Hastighetsvisande givare s k geofoner användes på ortväggen i ovanliggande ort (se fig. 2). Signalerna registrerades och lagrades med hjälp av en mätbandspelare. Signalanalysen och beräkningen av vibrationerna utfördes i Bergteknik-

avdelningens minidator på LuH.

Resultaten från vibrationsmätningarna behandlas inte i detta föredrag.

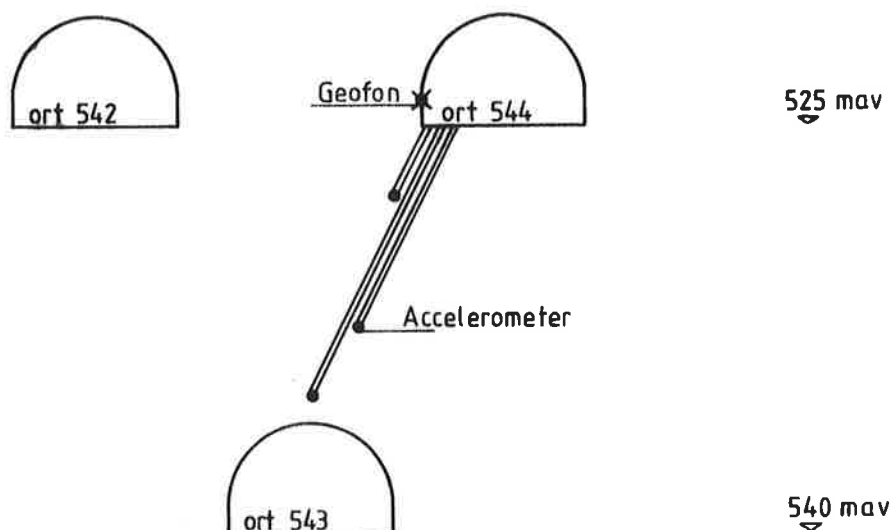


Fig. 2 Givarplacering vid vibrationsmätning i Kaptensgruvan.
The positions of vibration detectors in the Kaptensgruvan.

Västerledstunneln

Undersökningen i Västerledstunneln omfattar sju provsalvor. Spännvidden i försöksområdet var 15 m. Mätningarna utfördes i stort på samma sätt som i Kaptensgruvan. Fotosektionering genomfördes dock inte inom Västerledstunneln.

Borrhålskartering utfördes i två observationshål per salva. Hålen, som var ca 5 m långa borrhades i taket.

Kärnborrhål ansattes i tunneltaket och borrhades vertikalt, ca 3 m långa. Avsikten med kärnborrhålen var bl a att registrera de horisontella sprickplan som förekommer inom försöksområdet.

Mätsonder för registrering av vibrationerna i bergmassan placerades på markytan och i borrhål. Geofoner och accelerometrar användes. Vid registrering med accelerometrar utfördes mätning i tre riktningar. Signalerna bandades på en 14-kanalig FM-bandspelare (se fig. 3).

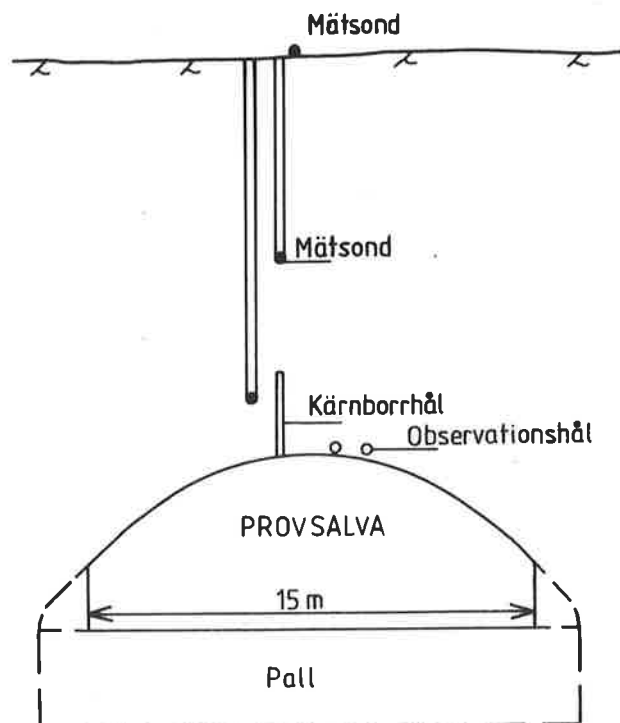


Fig. 3 Placering av mätsonder och undersökningshål i Västerledstunneln.

Vibration detectors and investigation holes in the Västerledstunneln.

Norrledstunneln

Provsprängningarna i Norrledstunneln omfattar fem salvor inom vilka strukturkartering, borrhålskartering och kärnbörning utfördes. Ett 5 m djupt observationshål per salva borrades i denna tunnel.

På grund av den stora bergtäckningen, ca 25 m, och den dåliga tillgängligheten på ytan utfördes inga vibrationsmätningar.

Provsalvorna sprängdes vid drivningen av en 4 m bred pilotort i centrum av den planerade vägtunneln (se fig. 4).

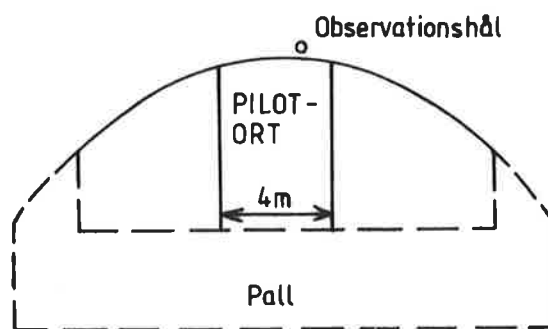


Fig. 4 Placering av observationshål i Norrledstunneln
Position of inspection holes in the Norrledstunneln.

BESKRIVNING AV UNDERSÖKNINGSOMRADENA

De geologiska förhållandena var olika för de tre försöksområdena. Vid utsprängningen varierades sprängämnen, laddningarnas form och initieringstekniken. Nedan redogörs för bergmassornas egenskaper och sprängningsmetoderna.

Berggrund

Kaptensgruvan

Försöksorten låg på nivån 540 m avvägning. Bergmassan i försöksområdet var relativt homogen. Bergarten bestod av finkornig magnetit, som till största delen var massformig. Ställvis förekom en svag förskiffring. Förskiffringsplanen var brantstående och strök tvärs orten. Magnetiten var söndersprucken av fyra sprickgrupper. Den mest dominant sprickgruppen I skar orten i spetsig vinkel och stupade $30^{\circ}W$ (se fig. 5). Sprickavståndet varierade från 0,05-0,5 m. Sprickorna, som var plana och släta, förekom inom hela provområdet.



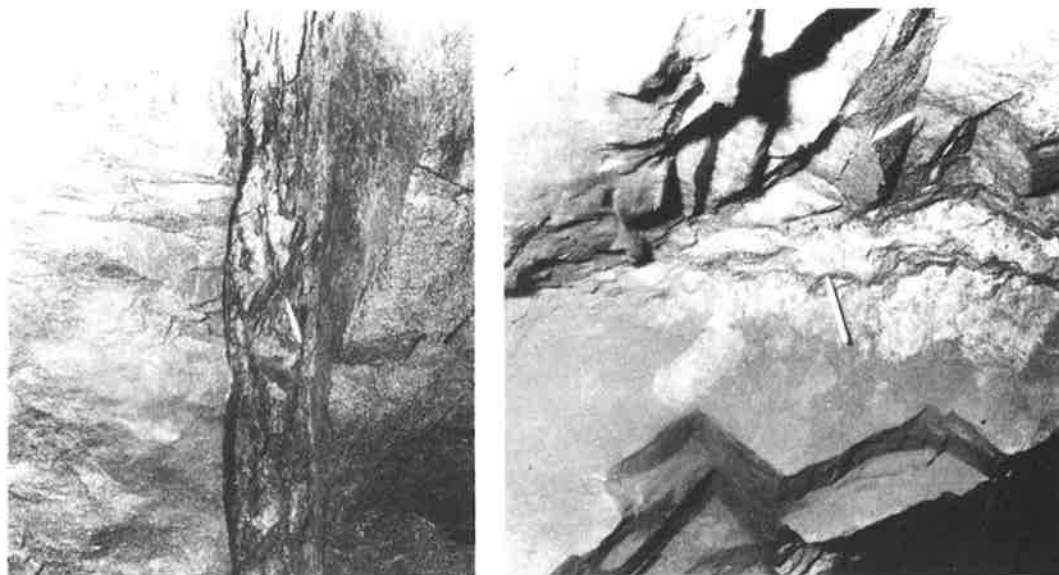
Fig. 5 Ortgaveln vid sektion 71,5. Sprickgrupp I var orienterad i $N30^{\circ}W/30^{\circ}W$. Norr är rakt in i kortet.

The drift face at section 71,5. Jointset I was orientated in $N30^{\circ}W/30^{\circ}W$. North is straight into the photo.

Sprickgrupp II strök parallellt med sprickgrupp I och stupade $60^{\circ}W$. Den tredje sprickgruppen var vertikal och gick parallellt med orten. Denna spricktyp förekom med oregelbundna avstånd i berget. När dessa sprickor fanns i taket skars bergskivorna längs sprickgrupp I av och berget fick en mycket taggig kontur.

Sprickgrupp III orsakade också många små utfall i den högra väggen genom att den skar av bergskivorna längs sprickgrupp I och dessa kunde då glida ut. Eftersom skivorna längs sprickgrupp I lutade in i den vänstra väggen förblev denna stabil även då brantstående sprickor fanns i väggen.

Den fjärde sprickgruppen, IV, som strök i $N80^{\circ}E$ och var vertikal, förekom endast sporadiskt inom provområdet. Sprickorna längs denna sprickgrupp innehöll ofta kraftigt leromvandlade zoner med mellan 0,1-0,2 m tjocklek (se fig. 6).



A

B

Fig. 6 Sprickzon med leromvandlat material i salva 13. Sprickzonen tillhör sprickgrupp IV. Bild A visar zonen i väggen och bild B visar utfallet längs zonen i taket.

Fissure zone with clayaltered material in round 13. The fissure zone belongs to jointgroup IV. Photo A shows the zone in the wall and photo B shows the fall of rock along the zone in the roof.

Västerledstunneln

Bergtäckningen i provområdet är ca 15 m. Bergmassan utgöres av en granit som i huvudsak är av god kvalité. Tunneln har riktningen ca $N10^{\circ}W$. Graniten är massformig - svagt förskiffrad utefter plan i N-S - $N15^{\circ}W/50-60^{\circ}W$. Sprickgeometrin vid Västerleden domineras av bankningssprickor och brantstående sprickor kring $N70^{\circ}W$. Bankningssprickorna förekommer längs hela sträckningen och åstadkommer i kombination med de brantstående sprickorna på vissa ställen en mycket blockig uppsprickning (se fig. 7).

Norrledstunneln

Bergtäckningen i provområdet är ca 25 m. Bergmassan utgöres av en förskiffrad granodiorit av god kvalité. Tunneln går i östvästlig riktning. Förskiffringen stryker i huvudsak i NNE-lig riktning och stupar medelbrant - brant mot väst. Detta innebär att tunneln skär förskiffringen i ungefär rät vinkel vilket är gynnsamt ur stabilitetssynpunkt. Förskiffringen varierar dock inom området och gnejsgraniten är bitvis slirig till sin karak-

tär. Brantstående sprickor kring E-W dominerar tillsammans med sprickor längs förskiffringen (se fig. 8).



Fig. 7 Horisontella och vertikala sprickor vid Västerleden.
Horizontal and vertical joints at Västerleden.

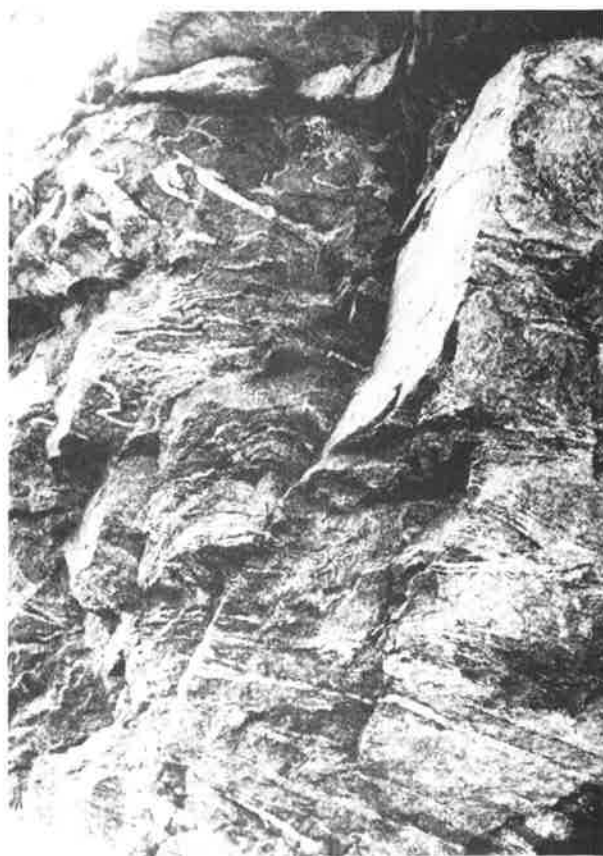


Fig. 8 Slirig gnejsgranit vid Norrleden.
Granodiorite gneiss with veins of quartz at Norrleden.

Sammanställning av bergkvaliteten inom de olika försöksområdena

För att kunna göra en jämförelse av bergkvaliteten inom de olika salverna har en sammanställning gjorts av de innmätta parametrarna vid karteringarna av tunnelnars tak, väggar och gavlar (se tabell 1). Bergmassan har klassificerats enligt Q-systemet som beskrivs i Barton /1/.

Tabell 1 Sammanställning av bergkvaliteten inom provsalverna och jämförelse med antalet primära sprickor i tunnel-taket. K=Kaptensgruvan, VI=Västerledst., NI=Norreledst.

Table of the rock quality within the test rounds and comparison with the number of primary joints in the tunnel roof.

Salva N ^r	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q	ESR	Spännvidd (m)	Primära sprickor per m
K 5	80	6	1	1,5	1	2	4,4	3	5	2,9
" 6	70	6	1	2	1	5	1,2	3	"	2,9
" 8	80	9	1	3	1	5	0,6	3	"	0,6
" 9	50	9	1	3	1	6	0,3	3	"	4,0
" 10	60	9	1	1	1	6	1,1	3	"	1,7
" 11	50	9	1	1	1	5	1,1	3	"	3,4
" 12	80	9	1	2	1	1	4,4	3	"	3,4
" 13	45	9	1	4	1	7,5	0,2	3	"	6,9
" 14	50	9	1	5	1	6	0,2	3	"	2,0
" 15	60	4	1	15	0,8	2	4,0	3	"	2,9
VI 2,3	90	4	1,5	2	1	1	16,9	1	15	0,6
" 5,6	80	6	1,5	2	1	1	10,0	1	"	1,1
" 7-9	70	9	1,5	2	1	1	5,8	1	"	2,7
NI 1	85	6	1,5	1	1	1	21,3	1	4	3,0
" 2,3	90	6	1,5	1	1	1	22,5	1	"	2,6
" 4,5	95	6	1,5	1	1	1	23,8	1	"	0,7

* Sprickmätningar i observationshål

Beteckningar:

RQD = Sprickfrekvens

Jn = Antal sprickgrupper

Jr = Sprickytornas råhet

Ja = Sprickytornas omvandlingsgrad

Jw = Vattentryck

SRF = Inspänningsförhållande

Bergkvalitén ur förstärkningssynpunkt anges som ett Q-värde och beräknas enligt följande uttryck:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Den verkliga spännvidden korrigeras med avseende på hålrummets livslängd och användning. Spännvidden för en gruvort som har en begränsad livslängd och som få personer vistas i kan reduceras. I det aktuella fallet har spännvidden reducerats från 5 m till 1,7 m. Vägtunnlarnas spännvidder har inte reducerats (se fig. 3 och fig. 4).

Ett alternativt sätt att värdera bergkvalitén inom försöksorten är att mäta antalet primära sprickor i orttaket. Sprickorna i orttaket har mätts in med borrhålskikare (se tabell 1).

Sprickmätningarna i observationshålen utfördes inom varje halvmeters intervall. I tabell 1 anges antal sprickor per meter.

Sprickfrekvensen varierar från 1,7 till 6,9 sprickor per meter vid mätningarna i Kaptensgruvan. Salva 14, som har låg sprickfrekvens, borde enligt Bartons klassificeringsmetod ändå förstärkas. Detta beror på att salvan korsas av två sprickzoner med lermineral, vilket ger Ja = 5. För resten av salvorna i Kaptensgruvan, som innehöll mindre lerzoner, visar jämförelsen att när sprickfrekvensen är lägre än fyra sprickor per meter rekommenderas ingen förstärkning.

Inom Västerledstunneln ökar sprickfrekvensen i observationshålen från 0,6 till 2,7 sprickor/m då det uppskattade RQD-värdet sjunker från 90 till 70 och antalet sprickgrupper ökar från två till tre.

Bergmassan inom Norrledstunneln är söndersprucken av en dominerande och en sporadiskt förekommande sprickgrupp. RQD-värdena ökar från 85 till 95 medan sprickfrekvensen minskar från 3,0 till 0,7.

Jämförelsen visar en god överensstämmelse mellan de uppskattade RQD-värdena och de mätta sprickfrekvenserna i observationshålen. Stabiliteten är dock beroende av fler parametrar. Dessa är främst bergmassans blockstorlek i förhållande till hålrummets storlek och blockens inspanning samt sprickytornas friktionsegenskaper.

Sprängningsmetoder

Sprängningsmetoderna har varierats inom och mellan de olika försöksområdena. Vid sprängningen av konturhålen i Kaptensgruvan var försättningen 0,5 m och hålavståndet var 1,0 m. Salvhålen var 3,5 m långa och hade diametern 45 mm.

Konturhålen i Västerledstunneln hade diametern 45 mm och var 3,9 m långa. Försättningen var 0,9 m och hålavståndet var 0,6 m.

Mätningarna i Norrledstunneln gjordes vid drivningen av en pilotort, som hade 4 m spännvidd. Konturhålen hade 38 mm diameter och hålen var 3,6 m långa. Hålavstånd och försättning var samma som i Västerledstunneln, 0,9 och 0,6 m (se tabell 2).

Tabell 2 Borrplaner vid fältförsöken.
Drilling table at the field tests.

Prov- område	Försätt- ning (m)	Hålavstånd (m)	Diameter (mm)	Håldjup (m)
Kaptens- gruvan	0,5	1,0	45	3,5
Väster- ledst.	0,9	0,6	45	3,9
Norr- ledst.	0,9	0,6	38	3,6

I tabell 3 redogörs för de använda sprängningsmetoderna vid fältförsöken.

Tabell 3 Sprängningsmetoder vid fältförsöken. K=Kaptensgruvan, V1=Västerledstunneln, N1=Norrländstunneln
Methods of blasting.

Salva Nr	Pipladdning						Bottenladdn. i konturhålen		Initierings- teknik
	Rad 1	q ₁ kg/m	Rad 2	q ₂ kg/m	Rad 3	q ₃ kg/m	spräng- ämne	laddn. mängd (kg)	
K 5	Gurit	0,18	ANFO	1,30	ANFO	1,30	ANFO	0,75	Intervall
K 6	"	"	"	"	"	"	"	"	"
K 8	Isanol	0,23	"	"	"	"	"	0,45	"
K 9	Gurit	0,18	"	"	"	"	Dxb	0,33	Momentant
K 10	Penty1	0,12	"	"	"	"	"	0,56	Intervall
K 11	Gurit	0,18	"	"	"	"	ANFO	0,45	"
K 12	Penty1	0,12	"	"	"	"	Dxb	0,56	Skärsprängn.
K 13	Isanol	0,23	"	"	"	"	ANFO	0,45	Intervall
K 14	Startex		"	"	"	"	Dxb	0,56	Rikt.spr.verkan
K 15	Isanol		"	"	"	"	ANFO	0,45	Intervall
V1 2	Gurit	0,18	Nabit	0,86	Prillit A	1,30	Dynamex	0,33	Intervall
V1 3	"	"	Gurit	0,18	"	"	"	"	"
V1 5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V1 6	"	"	Nabit	0,86	"	"	"	"	"
V1 7	"	"	"	1,25	"	"	"	"	"
V1 8	Nabit	0,52	"	"	"	"	"	"	"
V1 9	Gurit	0,18	"	0,52	"	"	"	"	"
N1 1	Gurit	0,18	Prillit A	1,30	Prillit A	1,30	Dynamex	0,18	Intervall
N1 2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
N1 3	"	"	"	"	"	"	"	"	"
N1 4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
N1 5	Nabit	0,52	"	"	"	"	"	"	"

Vid försöken i Kaptensgruvan användes bland annat Isanol, som också kallas ANFO-styropor. Isanol består av ANFO som blandats med små plastkulor. Vid sprängningarna med Pentyl i konturhålen laddades med tre pentylstubiner.

Med initieringstekniken avses konventionell teknik, dvs takhålen tänds som sista eller näst sista intervall med halvsekundsprängkapslar. Dessa har normalt en tändspridning på ± 200 ms. Vidare har momentan tändning och skärsprängning används. För de senare metoderna har takhålen lämnats och skjutits i en separat sprängning i efterhand. Skärsprängningsmetoden beskrivs av Rustan /2/.

Provsalvorna i Kaptensgruvan och i Norrledstunneln sprängdes med reducerad laddning i konturhålen. I Västerledstunneln hade två av de sju salvorna reducerad laddning i konturen medan de övriga salvorna även reducerats i andra hålraden.

RESULTAT FRÅN FÄLTFÖRSÖKEN

En entydig definition av begreppet "skadezon" vid sprängning saknas idag. Vid utvärderingen av fältförsöken i Kaptensgruvan och Göteborgstunnlarna har skadezonen definierats på olika sätt. För att kunna jämföra de erhållna resultaten har LuH:s definition använts. Enligt denna definieras skadezonen som tre eller fler sprängningsinducerade sprickor per meter. Detta innebär att gränserna för skadezonen vid Göteborgsförsöken har omarbetats.

Fältförsöken utfördes som framgår av ovanstående i tre olika typer av berggrund.

Vid försöken reducerades laddningen i konturhålen. I några av salvorna reducerades även laddningen i hålraden innanför konturen, s k dubbel slätsprängning. Sprängämnenas, laddningarnas form och initieringstekniken varierades också.

Försöken i de tre olika bergmassorna visar att skonsam sprängning är en bra metod för att minska skadorna i det kvarstående berget.

Sprickmätningarna i observationshålen i Kaptensgruvan visade att skadezonen från konturhålen vid skonsam sprängning varierar mellan 0,3 och 0,6 m utanför pipladdningen. Utanför bottenladdningen uppmättes skadezonen till mellan 0,5 och 2,0 m (se tabell 4).

Tabell 4 Skadezonens utsträckning från konturhålen.

The extension of the damage zone from the contour holes.

Salva Nr	Sprängningsmetod	Skadezonens utsträckning vid 1,25 m djup längs salvan	Skadezonens utsträckning vid 3,0 m djup längs salvan	Anmärkning
K 5	Gurit	< 0,50	< 0,9	Obs.hål saknas
" 6	"			
" 8	Isanol	~ 0,50	> 1,3	
" 9	Gurit	< 0,30	> 1, 2	
" 10	Pentyl	0,40	> 1,0	
" 11	Gurit	< 0,50	< 2,0	
" 12	Skärspräng.	< 0,40	-	
" 13	Isanol	~ 0,50	> 1,3	
" 14	Riktade laddn.	> 0,60	> 1,2	
" 15	Isanol	~ 0,50	> 1,7	
V1 2	Gurit	< 0,30	< 0,5	
" 3	"	< 0,50	-	
" 5	"	< 0,25	1,0	
" 6	"	~ 0,50	-	
" 7	"	~ 0,50	≥ 1,2	
" 8	Nabit	0,40	-	Ett obs.hål sprängt
" 9	Gurit	~ 0,40	1,2	
N1 1	Gurit	0,45	≥ 1,2	
" 2	"	"	"	
" 3	"	"	"	
" 4	"	"	"	
" 5	Nabit	"	"	

Vid undersökningarna i Västerledtunneln gav 2:a och 3:e hålrader högre vibrationer än konturraden. De skador som uppkommit i kvarvarande kontur antogs därför härröra från sprängningen av strosshålen. Dessa hålradar har varit för kraftigt laddade i förhållande till konturraden. I Norrledstunneln utfördes inga vibrationsmätningar. Det är därför oklart vilken hålrad som givit skadorna i berget.

Sprickmätningarna i observationshålen i Norrledstunneln visar en tendens till större skadezon från bottenladdningen. Resultaten från Västerledtunneln gav ingen entydig bild men vissa salvor visar liknande tendens. Resultaten från denna tunnel är dock svårtolkade på grund av de bankningsplan som förekommer i graniten och som visat sig dämpa skadezonens utsträckning.

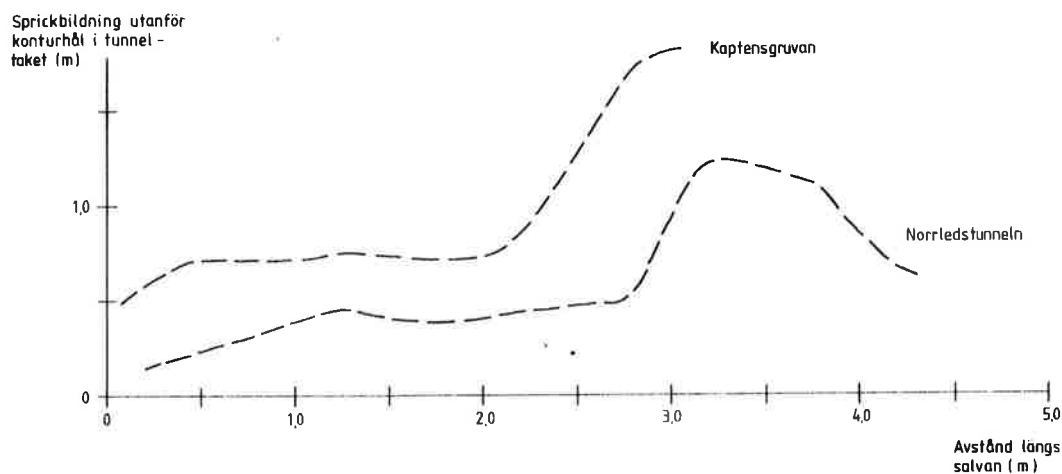


Fig. 9 Skadezonens utsträckning vid sprängningarna i Kaptensgruvan och Norrledstunneln.

The extension of the damage zone at the blastings in the Kaptensgruvan and the Norrledstunneln.

Figur 9 visar skadezonens utsträckning från konturhålen i Kaptensgruvan och i Norrledstunneln. Salvorna i Kaptensgruvan sprängdes med Isahol (laddningskonc 0,23 kg/m) och i Norrledstunneln med Gurit 17 mm (laddningskonc 0,18 kg/m). Skadezonen är mätt genom sprickmätning i observationshålen i taket.

De geometriska förhållandena vid utsprängningen av Norrledstunneln stämmer bra överens med förhållandena i Kaptensgruvan. Detta kan vara en förklaring till att resultaten från dessa två provområden tydligare visar samma tendens än resultaten från Västerledstunneln. Bergspänningarna i Kaptensgruvan är dock mycket högre.

Ur bergmekanisk synpunkt innebär en större skadezon kring bottenladdningen att berget skadas vid en stor del av den skon- samt sprängda konturen, vilket ofta medför stora skrotnings- och förstärkningskostnader. Mätningarna har visat att skadezonen vid bottenladdningen ofta sträcker sig 0,5 m "bakom" och 0,5 m "framför" konturhålets botten (se fig. 10.)

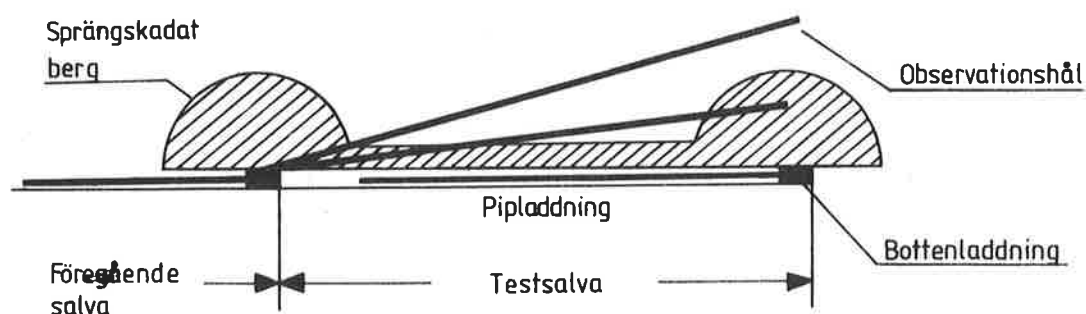


Fig. 10 Skadezonens utsträckning kring pip- och bottenladdning.
The extension of the damage zone around column charge and bottom charge.

Berget är alltså skadat 0,5 m i början av salvorna på grund av sprängningen av föregående salva och 0,5 m i botten på varje salva. Vid 3,5 m långa salvor är alltså ca 30 % skadade till stort djup. LuH:s mätningar visade att det krävs lägre svängningshastighet för att skapa sprickor vid initieringsdelen av laddningen än vid den sist detonerade delen av laddningen. Detta förklaras av vibrationernas längre uthållighet i berget kring initieringspunkten.

Ur bergmekanisk synpunkt är det den totala sprickbilden som är av största betydelse. Detta innebär att det är speciellt viktigt att inte skada sprickrikt berg genom sprängningsinducerade sprickor eller genom rörelser i befintliga sprickplan. Mätningarna i Kaptensgruvan visade att de sprängningsinducerade sprickorna vanligen följer de primära sprickorna.

I Västerledstunneln erhöles stora utfall upp till bankningsplanen. I Norrledstunneln däremot blev slutkonturen jämn trots att den uppmätta skadezonen här är större än i Västerledstunneln. Skonsam sprängning i sprickgenomsatt berg kan alltså minska behovet av förstärkning.

I Kaptensgruvan där konturhålen sprängts med ANFO erhålls en skadezon på 1,2 m längs en stor del av salvan. Samverkan mellan de primära sprickorna och de sprängningsinducerade sprickorna i väggarna medförde att orten blev instabil inom flera avsnitt.

REKOMMENDATIONER

För att kunna minska förstärkningsbehovet vid utsprängningen av olika anläggningar under jord måste sprängningarna ske på ett sådant sätt att minsta möjliga skada uppstår i kvarvarande berg.

Med utgångspunkt från ovan beskrivna fältmätningar kan följande rekommendationer ges:

- Bergmekaniska förundersökningar. Bergmassans egenskaper måste ligga till grund för planeringen av borrhning och sprängning av hålrum för att största säkerhet och god ekonomi skall erhållas.

- Anpassning av hålrummets form till bergmassans egenskaper. Nedan ges två exempel på hur hålrummets form kan anpassas till rådande strukturer i bergmassan. Exempler illustrerar schematiskt berggrundsförhållandena i Kaptensgruvan (fig. 11) och Västerledstunneln (fig. 12).

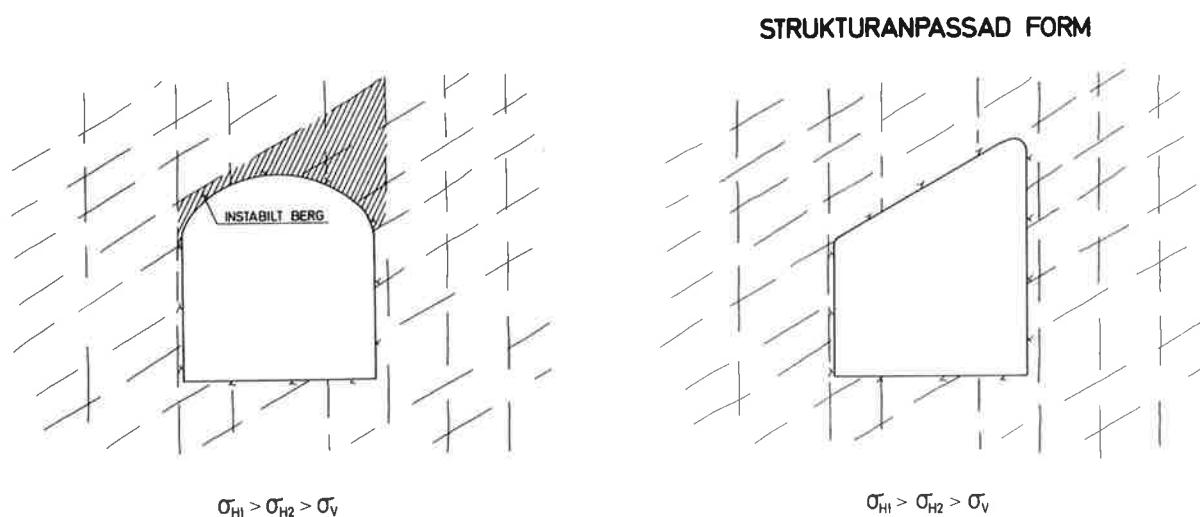


Fig. 11 Berg med lutande sprickor.
Rock with inclined joints.

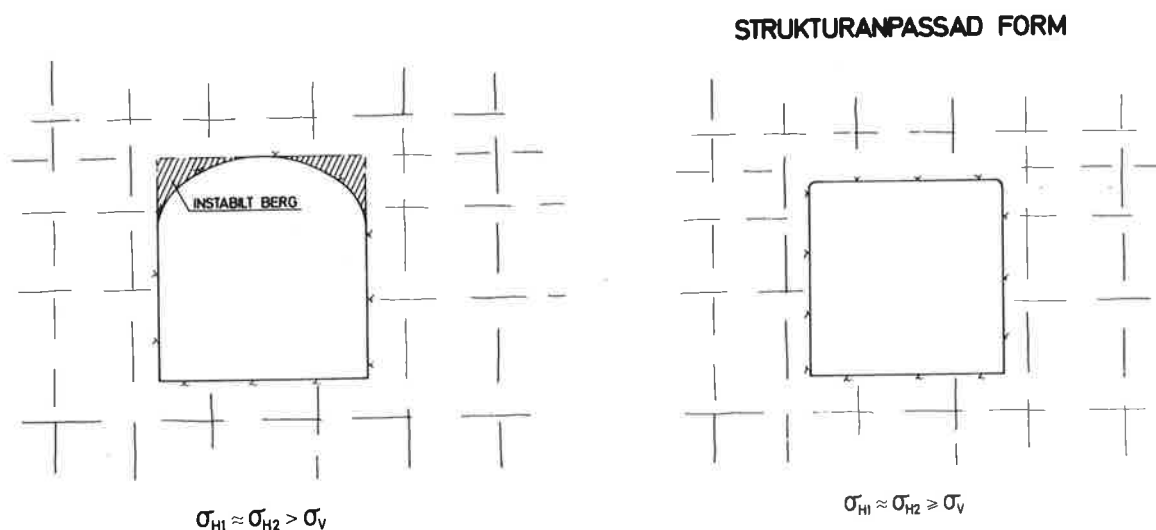


Fig. 12 Berg med horisontella sprickor.
Rock with horizontal joints.

I Kaptensgruvan har den dominerande sprickgruppen 30° lutning. Utöver dessa sprickor förekommer vertikala sprickor. Spricksystemet i Västerledstunneln innehåller horisontella sprickor och vertikala sprickor.

Det är viktigt att i varje enskilt fall ta hänsyn till vad som är praktiskt genomförbart samt till faktorer som sprickfrekvens, inspänningsförhållanden och planerad spännvidd vilka inverkar på slutresultatet av sprängningen.

- Borrprecision.

Hög borrprecision är av avgörande betydelse för att ett gott slutresultat och en stabil slutkontur skall erhållas.

- Anpassning av inre hålrader.

Avståndet till de inre hålrader och dessa hålraders laddningskoncentration måste anpassas så att skadorna från dessa hålrader ej överskrider skadorna från konturhålen.

- Bottenladdning.

Bottenladdningens storlek bör minimeras.

- Initiering.

Vid initieringen av konturhålen bör tändspridningen vara så liten som möjligt. Skärsprängningsmetoden är en ny metod som testats vid LuH. Enligt denna initieras konturhålen efter varandra vilket ger en liten skadezon och små vibrationer.

Undersökningarna visade att skadezonen är större omkring initieringspunkten. Topptändning skulle därför kunna minska inverkan av bottenladdningen.

- Ny sprängningsteknik.

Fortsatta undersökningar med riktade laddningar vid sprängning av konturhålen rekommenderas. Metoden ger en styrd sprickbildning mellan konturhålen.

SUMMARY

Cracks caused by blasting are always created in the remaining rock at underground blasting irrespective of rock quality. These cracks and the primary joints may in many cases give rise to instable parts of the rock with attendant risks such as falling blocks. This leads to expensive supporting measures to maintain the safety in underground work. By improved methods of blasting the damages in the remaining rock can be reduced.

To examine how different factors affect the damage zone caused by blasting, two research projects with smooth blasting were carried out. The field tests were performed in a cross drift in an iron mine at Malmberget called Kaptensgruvan and in two road tunnels in Gothenburg, the Västerledstunneln and the Norrledstunneln.

The investigations were executed in three different types of rock masses.

Two types of smooth blasting were used. Different types of explosives and different techniques of initiation have also been tested.

Detailed geological mapping of the rock mass was performed in the test areas. The new cracks caused by blasting were recorded for each test round with the aid of a drill hole telescope in inspection drill holes. Furthermore measurements of the amount of remaining contour holes, recording of ground vibrations and core drilling were carried out.

At the interpretation of the results the damage zone in the remaining rock was defined as three or more new cracks per meter along the inspection holes.

It is particularly important not to expose fissured rock to great damages at the blasting. The planning of the drilling and blasting must be based on the properties of the rock mass in order to obtain the greatest safety as well as

good economy.

The results show that the damage zone is much larger in the rock outside the bottom charge than outside the column charge. By minimizing the bottom charge less damages outside the final contours could be obtained.

The concentration of charge in the row of holes inside the contour must be adjusted in order that the damages from these holes may not exceed the damages from the contour holes.

There should be as little time-spread as possible in the initiation of the contour holes. The measurements in the Kaptensgruvan show that the damage zone is larger around the initiation point. Top initiation could therefore reduce the influence of the bottom charge.

Further experiments with directed charges on blasting of the contour holes is recommended. This method will yield controlled creation of cracks from hole to hole.

The field tests show that smooth blasting is a good method to reduce the damages in the remaining rock. The need of expensive supporting measures can hereby also be reduced.

REFERENSER

- 1 Barton, N. Lien, R., and Lunde, J. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel support. NGI, publikasjon nr 106, Oslo 1974.
- 2 Rustan, A. Försiktig sprängning i dåligt berg, modellstudier. Föredrag vid Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte, Stockholm, 1979.
- 3 Sjöberg, C. Larsson, B., Lindström, M., Palmqvist, K. Sprängningsmetod för kontrollerad sprickutbredning och ökad säkerhet under jord. Nitro Nobel AB - Nitro Consult AB. Arbetarskyddsfonden: projekt nr 77/224.

Delrapporter utgivna inom projektet "Försiktig sprängning i dåligt berg under jord.

- | | |
|-------|--|
| Nr. 1 | Metoder att utvärdera sprängskador i berg av Menachem Finkel. Litteraturstudie, sept 1977, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1977:72T. |
| Nr. 2 | Berggrundens strukturer av Bengt Ludvig, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1978:43T. |
| Nr. 3 | Vibrationer och sprickbildning runt sprängborrhål av Agne Rustan. Litteraturstudie, dec 1978, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1978:60T. |
| Nr. 4 | Modellförsök i försiktig sprängning av Torbjörn Naarttijärvi. Litteraturstudie, dec 1978, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1978:65T. |
| Nr. 5 | Fullskaleförsök i försiktig sprängning av Torbjörn Naarttijärvi. Litteraturstudie, maj 1979, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1979:38T. |

- Nr. 6 Befintliga driftsrekommendationer vid försiktig sprängning av orter och tunnlar av Agne Rustan. Litteraturstudier och företagskontakter, april 1979, Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1979:20T.
- Nr. 7 Laboratorieförsök i försiktig sprängning av Torbjörn Naarttijärvi, Agne Rustan, Jan Öqvist, Bengt Ludvig, aug 1980, Högskolan i Luleå. Forskningsrapport TULEA 1980:22.
- Nr. 8 Styrdd sprickbildning genom riktad sprängverkan, Förstudie T. Naarttijärvi, A. Rustan, J. Öqvist, och B. Ludvig. Högskolan i Luleå. Teknisk rapport 1980:75T.
- Nr. 9 Fältförsök med försiktig sprängning. T. Naarttijärvi, A. Rustan, M. Norlund och B. Ludvig. Högskolan i Luleå. Forskningsrapport TULEA 1980:26.

DEFORMATIONSMÄTNINGAR - ETT HJÄLPMEDEL VID UTBYGGNAD AV TUNNELBANESTATION HUVUDSTA, STOCKHOLM

Deformation measurements at the excavation of the underground station Huvudsta, Stockholm.

Tekn.dr Håkan Stille,
Civ.ing. Lars Olsson,
Bergsing. Per Delin

Inst för jord- och bergmekanik,
Tekniska Högskolan, Stockholm

1. Introduktion och bakgrund

Vid utbyggnaden av den del av tunnelbanenätet som kallas "Järvabanan's södra gren" skall station Huvudsta och ytterligare tre av de fem stationerna utformas på ett nytt sätt. Stationerna skall ha en trumpetform helt utan bergpelare och med uppgång endast i den bredaste änden. Lokaliseringen av Järvabanan framgår av fig. 1.

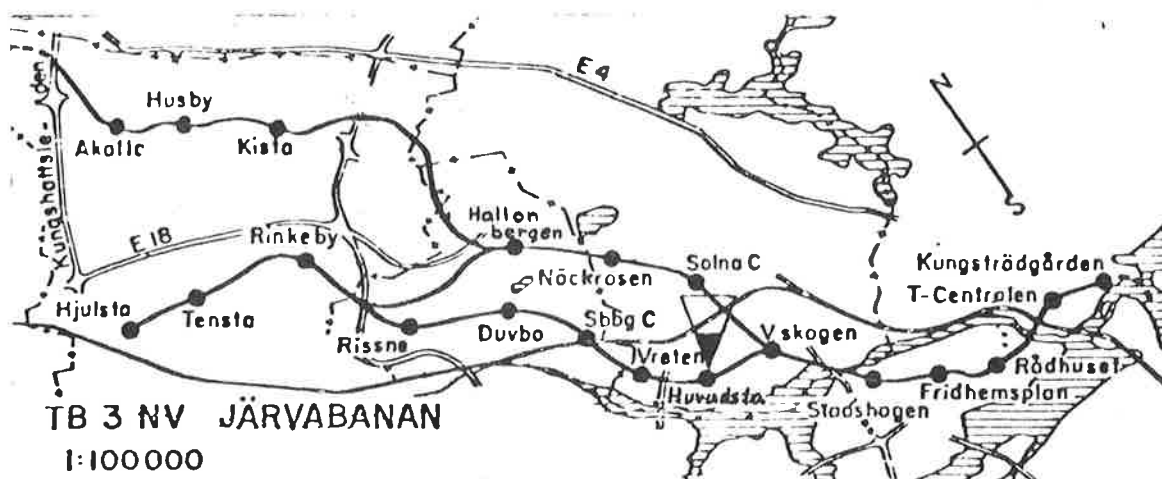


Fig. 1 Karta över Järvabanan

Storstockholms lokaltrafiks motiv för att bygga stationer med så stora spännvidder, 14-22 m, förutom rent estetiska värden, är att övervakningen blir bättre, inredningen och belysningen blir billigare samt att driftskostnaden blir mindre beroende på bland annat en förenklad renhållning.

Eftersom stationerna med hänsyn till trafikanternas bekvämlighet och kostnaderna för rulltrapporna förläggs så ytligt som möjligt aktualiserar det nya sättet att bygga stationerna en gammal bergmekanisk problemställning om takets deformation och stabilitet vid stor spännvidd och liten bergtäckning.

Speciellt vid station Huvudsta var bergtäckningen vid vissa avsnitt så liten som ca 8 m.

Stockholms gatukontor som ansvarar för konstruktionen och utsprängningen konsulterade sina bergtekniska experter, Bergkonsult AB, numera TYRÉNS, och tekn.dr Sten G.A. Bergman. Det ansågs att det var fullt möjligt att bygga stationerna på det föreslagna sättet. Vid station Huvudsta, som avsågs byggas först, borde dock utbyggnaden övervakas genom deformationsmätningar för att i första hand ge kunskap om bergrörelserna vid denna typ av station samt ge underlag för bedömning av förstärknings- och tättningsinsatser.

Genom att BeFo utvidgade uppgiften att mäta deformationerna till ett mer allmänt forskningsprojekt, BeFo-projekt nr 48, blev syftet även att studera användningen av deformationsregistrerande system för övervakning av berganläggningar.

Uppdraget att utföra mätningarna och även mera allmänt studera användningen av deformationsregistrerande system för övervakning av berganläggningar lades på Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Stockholm.

Allt eftersom projektet fortgick framkom behov av att komplettera deformationsmätningarna med spänningsmätningar för att kunna uppfylla målsättningen att ge beslutsunderlag för förstärknings- och tättningsinsatsen.

2. Sammanfattning av mätningarna och de viktigaste resultaten

2.1 Förutsättningar

Stationen Huvudsta har en spännvidd mellan 14 och 22 m avsmalnande åt öster. Vid såväl den östra som västra delen av stationen är bergtäckningen liten, ca 8 m, i förhållande till den stora spännvidden. Vid östra delen finns en sättningskänslig bensinstation med underjordscisterner rakt ovanför tunnel. I västra delen bedömdes från förundersökningen att det existerade två krosszoner med ogynnsam lutning, se fig. 2. I figuren har läge av utförda kärnborrhål inritats.

Området i stationens mitt hade en bergtäckning av 15-20 m och bedömdes från bergmekanisk synpunkt vara problemfritt. Utsprängningen skedde från öster mot väster.

För att övervaka bergrörelserna beslöts att en mätsektion skulle installeras vid de kritiska avsnitten i vardera änden. För att jämföra mätresultaten från dessa avsnitt med bergrörelser vid mera normala förhållanden (större bergtäckning) installerades en mätsektion i mittpartiet av stationen. Erfarenheter av vilka bergrörelser som kan betraktas som normala för denna typ av berganläggning saknades nästan helt.

Alternativet till en övervakning var en eventuell ge-

nerell förstärkning av de dåliga partierna med betongbågar.

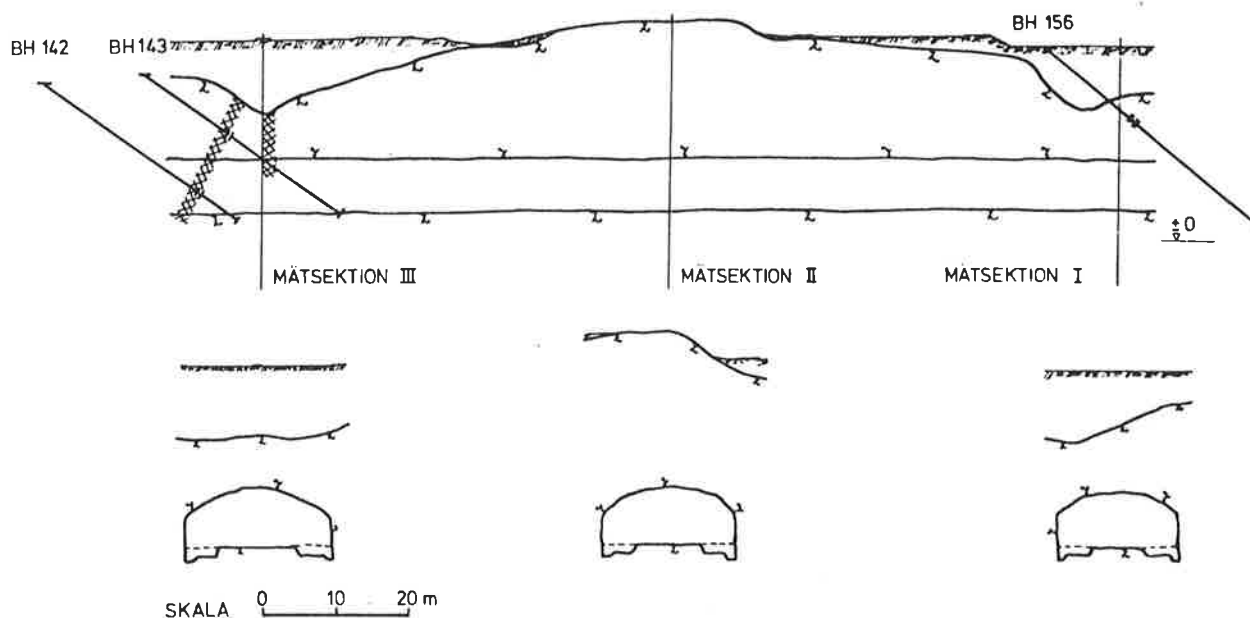


Fig. 2 Förväntade geologiska förhållanden samt stations-tunnelns läge och geometri

2.2 Instrumentering

Syftet med deformationsmätningarna var i detta skede främst att registrera de uppkomna rörelserna.

I varje mätsektion skulle i princip följande mätningar utföras.

- Konvergensmätning i tunneln med invartråd
- Mätning med flerstångsextensometer från markytan
- Mätning med enstångsextensometer från tunneln
- Mätning av laster på bergbultarna

Flerstångsextensometern från markytan installerades innan tunnelsprängningen påbörjades. De andra utrustningarna installerades efter utsprängningen av respektive mätsektion, se fig. 3.

2.3 Resultat av mätningarna

Resultatet från mätningarna i första mätsektionen gav att rörelserna var mycket små, mindre än 1 mm, samt att taket höjde sig något och väggarna rörde sig inåt, se fig. 4. Detta tydde på höga horisontaltryck och stor elasticitetsmodul hos bergmassan, dvs mycket bra bergförhållanden och ett stabilt valv trots den låga bergtäckningen.

För att fullständigt tolka mätningarna erfordrades dock beräkningar av väntade rörelser. Eftersom en av de faktorer som mest påverkar rörelserna är det initiella bergtrycket måste kompletterande mätningar utföras av

initialspänningstillståndet, vilket ej var planerat från början. Projektet omdisponerades något och tilläggsanslag erhöles, varefter mätning av initialspänningarna vid sektion II utfördes av Vattenfall innan utsprängningarna hade kommit så långt att de kunde ha påverkat spänningarna. Syftet med projektet ändrades därvid något så att även en viss tolkning av resultatet och diskussion av nyttan skulle ingå.

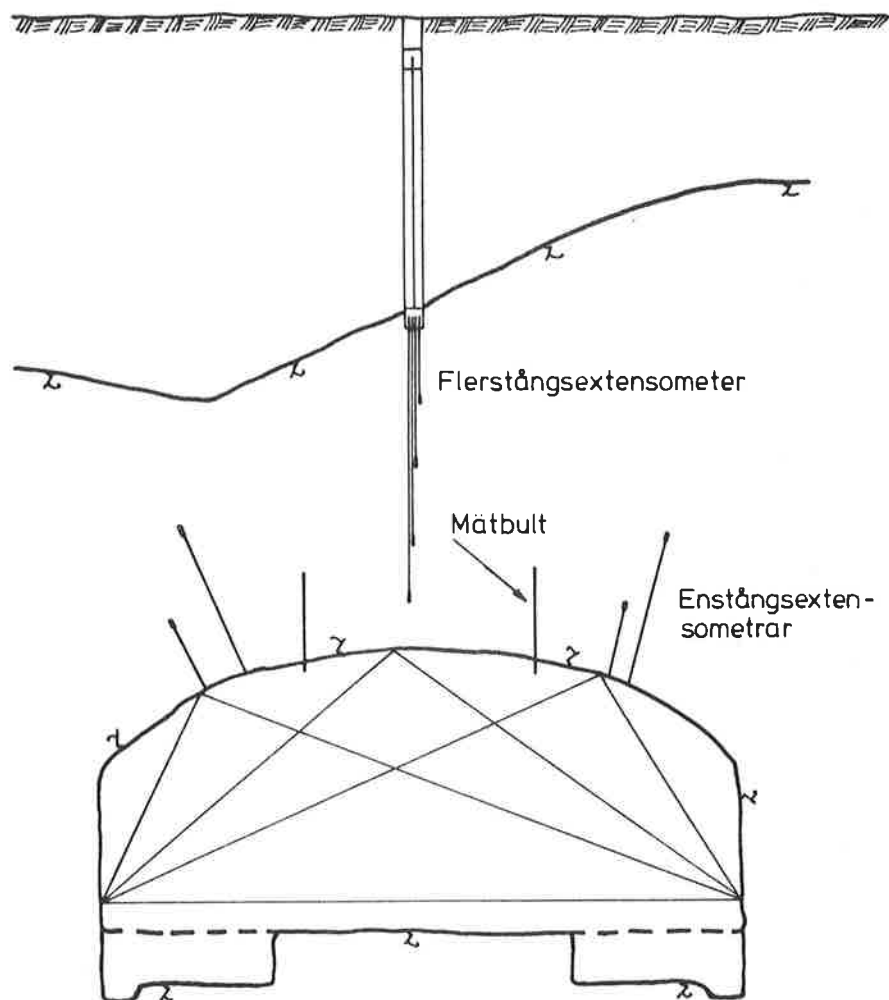


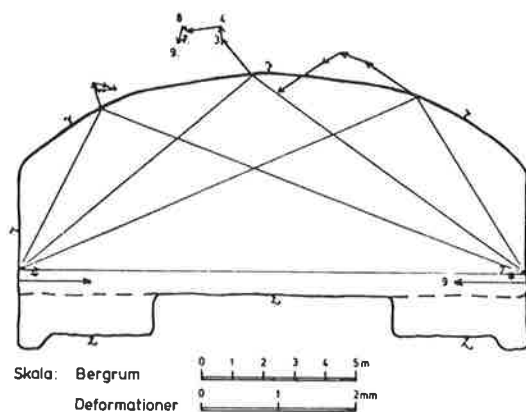
Fig. 3 Principsektion med system för deformationsmätning

Mätningarna visade att residualspänningar förekommer i graniten och det verkande horisontaltrycket på ca 18 m djup var ca 4-6 MPa, dvs ca 10 ggr större än den gravitationsinducerade vertikallasten.

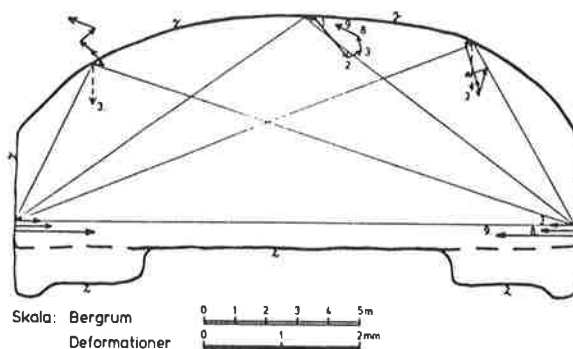
Resultatet av deformationsmätningarna i den mittersta sektionen gav samma små bergrörelser och i princip samma rörelsemönster. Precisionsavvägning av bergytan utgående från dubb i berget ca 30 m utanför tunneln visade på en hävning av bergytan 20 m ovanför tunneln på 1-1.5 mm. Troligtvis har detta resultat påverkats av temperaturrörelse hos fixdubben i bergytan.

Utsprängningen av den västra delen av stationen och sista mätsektionen utfördes försiktigt med pilot i mit-

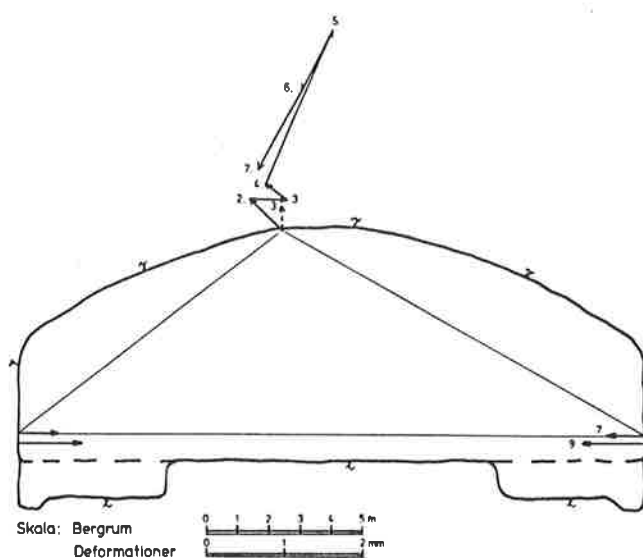
ten och stross i sidorna på grund av risk för dåligt berg och liten bergtäckning. Kompletterande sonderingsborrning utfördes från tunneln för bestämning av bergyta.



SEKTION I



SEKTION II



SEKTION III

Fig. 4 a) Resultat av konvergensmätning i sektion I
b) Resultat av konvergensmätning i sektion II
c) Resultat av konvergensmätning i sektion III

Dessa påvisade sprickigt berg men ej de väntade stora krosszonerna som har redovisats, se fig. 2. Kontroll av de redovisade förundersökningarna visade att vissa kärnborrhål var felaktigt angivna på ritningen vad gäller såväl läge som riktning.

De korrigerade borrhålen indikerade att krosszonen var mindre flack och dessutom belägen bortom lågpunkten och därmed mätsektionen. Därför utfördes endast en mindre del av instrumenteringen i den planerade mätsektionen så att delar av utrustningen skulle kunna monteras kring ev krosszoner.

Mätningarna indikerade rörelser av ca 1 mm i form av en uppåtgående rörelse av bergmassan ovan taket. Vägarna rörde sig något inåt.

Kontroll av berget i samband med fortsatt utsprängning visade att inga markanta krosszoner fanns så som förutsagts av kärnborrningen. Ingen ytterligare mätsektion installerades därför. Istället var berget kraftigt uppsprucket på en längre sträcka med

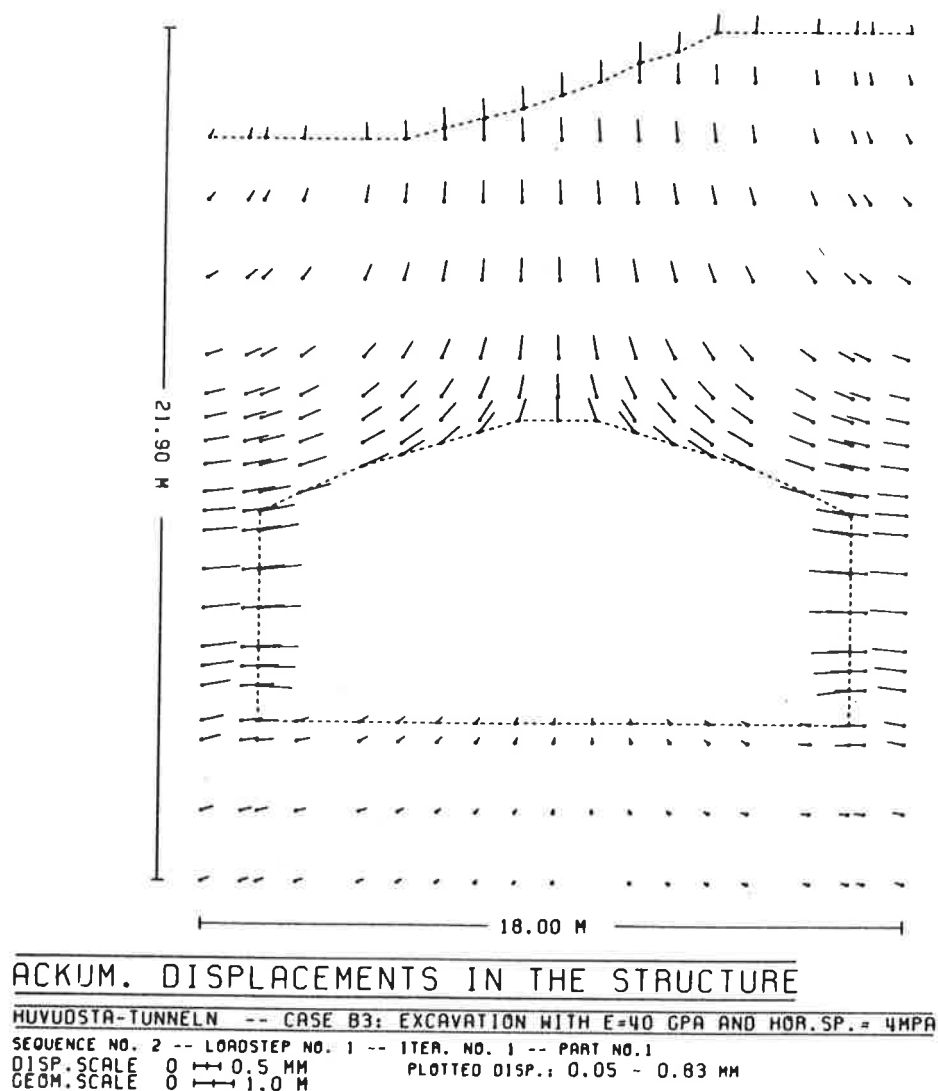


Fig. 5 Rörelsemönster enligt FEM-beräkningar för fall III

nästan vertikala kalkfyllda sprickor vinkelrätt tunneln. Denna bergstruktur var betydligt mer gynnsam än de flacka markanta krosszonerna.

Sedan bergspänningar mätts har beräkningar av bergrörelsen utförts med finita elementmetoden för några olika fall, dvs vid olika initialtryck, elasticitetsmoduler och sprickfigurationer.

Resultatet från beräkningen med mest troliga egenskaper hos berget, initialtryck av 4 MPa och en elasticitetsmodul av 40 GPa gav rörelser mindre än 1 mm och med ett rörelsemönster som det uppmätta, dvs en lyftning av taket och en inåtgående rörelse av väggar-
na, se fig. 5.

Detaljerad beskrivning av objektet, mätutrustningen och mätresultatet är sammanställt i en rapport från BeFo publicerad under våren 1981.

Summary

Some underground stations on a new subway line from Stockholm to Hjulsta were built with a span of 14 to 22 m without supporting pillars in the central part of the station.

The station Huvudsta was situated so that the rock overburden was only about 8 m in some parts of the station.

The rock mechanical problem was to decide whether the roof could be expected to remain stable in itself or, if not, to design the required support. Instead of generally prescribing concrete arches for some critical parts of the station a monitoring system was installed to guide in choosing the right amount of support. The behaviour of the rock during excavation was studied by convergence measuring with extensometers both from inside the tunnel and from the surface and by measuring the load in rock bolts.

The initial stress field in the rock was also measured and very high horizontal stresses, about 4 MPa at a depth of 15 m, were encountered.

The measurements showed that the deformations were very small, about 1 mm. Calculations using FEM indicated that the deformations could be interpreted as resulting from elastic conditions.

The conclusion was that the tunnel was stable and that only little support with rockbolts and shotcrete was required.

Captions

- Fig. 1 Map over the subway called "Järvabanan"
- 2 Geological conditions and the geometry of the underground station.
 - 3 A typical instrumented section
 - 4 Results from the convergence measurements
 - 5 Displacements calculated with FEM

KABELBULTNING I LKAB:S GRUVA I MALMBERGET

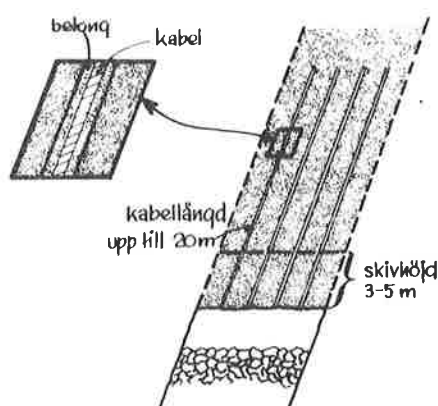
Cable bolting at the LKAB Mine in Malmberget

Bergsingenjör Bert-Ove Johansson, LKAB Malmberget

Termen kabelbultning kommer från engelskans cable bolting och innebär att betongingjutna ställinor används som förstärkning. I de svenska gruvorna används vanligtvis begagnade skiplinor, men t ex i Australien finns det speciellt tillverkade stålkablar. Kablarna kan ingjutas både förspända och slaka.

Förstärkningsformen har funnits under lång tid. Ursprungligen användes den som släntförstärkning i dagbrott och vid större anläggningsarbeten. Men det definitiva genombröten som en förstärkning för underjordsgruvor skedde under 1970-talet.

Föregångslandet inom kabelbultning var Australien, därifrån introducerades t ex kabelbultning som förstärkning för att klara igensättningsbrytning i malmer med låg hållfasthet (se Fig. 1) Med kabelbultar förförstärkes 3-4 skivor åt gången. Det är en form av förstärkning som nu används även i andra länder.



Figur 1 Förstärkning av malmen vid igensättningsbrytning

Support of the ore in cut and fill-mining

Under 70-talet har även brytningsmetoderna blivit stor-skaligare, typ grovhålsbrytning med öppna rum, vilket har skapat bergmekaniska stabilitetsprogram som i många fall bara går att lösa med kabelbultning. I dessa metoder är brytningsekonomi helt beroende av sidobergets stabilitet.

I Sverige har det tidigare inte forskats kring kabelbultning. Men vid den nyligen inrättade gruvtekniska forskningsstationen i Luossavaaragruvan kommer ett omfattande forskningsprogram för framtagning av en svensk kabelbult att starta. Vidare kommer dimensioneringsregler för kabelbultning av stora bergmassor att tas fram samt en omfattande uppföljning av kabelbultarnas funktionssätt att göras.

Kabelbultningens användbarhet sammanfattas i nedanstående punkter, som samtidigt kan ses som kabelbultningens fördelar i jämförelse med andra förstärkningsformer (se Fig. 2).

Förförstärkning

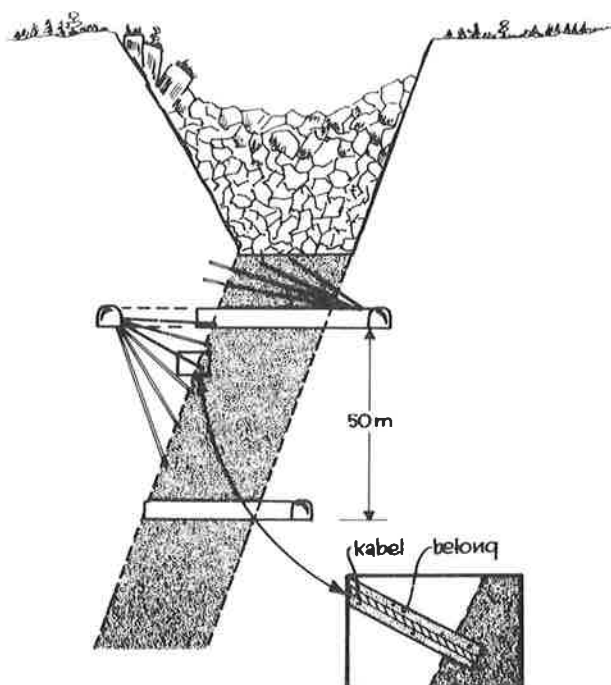
Förstärkning med kabelbult kan utföras innan bergrummet utspränges och deformationer uppträder.

Distansförstärkning

Ett område kan förstärkas från ett avstånd på upp till 50-60 m. Det ger möjlighet att förstärka ett instabilt område från en stabil plats.

Volymförstärkning

Stora bergvolymer kan förstärkas, som med andra förstärkningsmetoder är omöjligt att utföra.



Figur 2 Förstärkning av hängvägg och takskiva vid skivpallbrytning

Support of the hangingwall and the crown-pillar in sublevel stoping

KABELBULTNING I MALMBERGET

I Malmberget (LKAB) började kabelbultning användas i mitten på 70-talet. Nu (1981) räknas den som en del i förstärkningssystemet. Det beror till stor del på att de bergmekaniska problemen har ökat och blivit mer storskaliga.

Kabelbultning används mest för att lösa stabilitetsproblem inom följande områden:

- bergstigarna
- nya brytningsmetoder, som förutsätter stabilt sidoberg
- förförstärkning vid ortdrivning, inom skivrasbrytning är möjligheterna att ändra ortplacering på grund av "dåligt" berg starkt begränsade.

Under de första åren utfördes kabelbultningen med enkla hjälpmedel. Det mesta av arbetet gjordes för hand och med tanke på att kabeln ($\emptyset$ 36, skiplina) väger ca 5 kg/m var det ett tidskrävande och tungt arbete. I regel så förspändes kabeln, vilket krävde ett grövre hål ($\emptyset$ 76 mm) för att den efterföljande helingjutningen skulle klaras. Allt detta gav som resultat att kostnaderna blev mycket höga, vilket inverkade på användandet av kabelbultning.

Men samtidigt utökades användningsområdena för kabelbultning. Därför blev det angeläget att utveckla tekniken i syfte att sänka kostnaderna. Vid den tidpunkten fanns det även ett förstärkningsprojekt som påskyndade utvecklingsarbetet. Det var kabelförstärkningarna som planerades för skivpallen i Fabian-malmen, vilket skulle innefatta ca 5.000 m kabel (se separat avsnitt).

Kabelinföringsutrustning

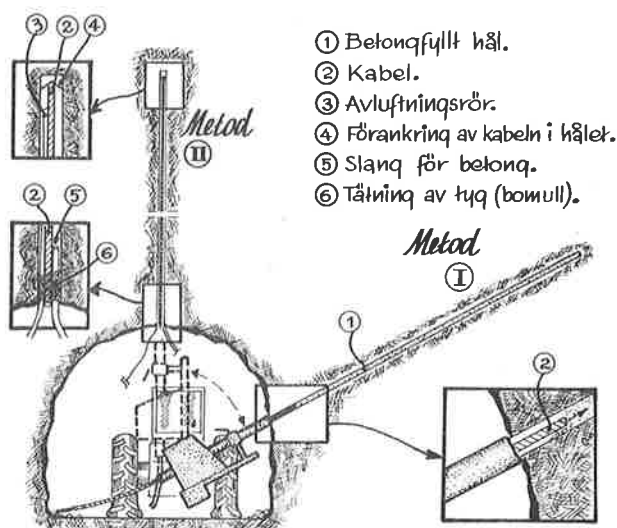
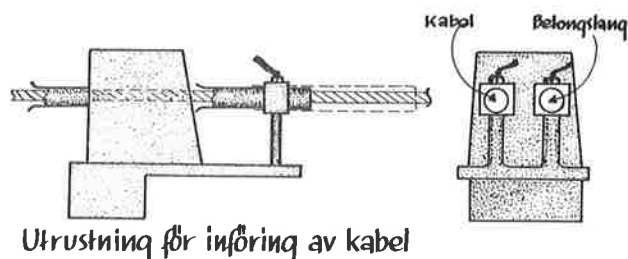
Utvecklingsarbetet resulterade i en utrustning, som har många fördelar. Kabelförstärkningsarbetet har blivit lättare och kapaciteten har mångdubblats. Det krävs 3 man för att klara installationsarbetet. Utrustningen kan användas till de två vanligaste metoderna för kabelbultning (se Fig. 3)

Metod 1 (LKAB:s metod)

Hålet fylls med betong och därefter trycks kabeln in. Metoden är lämplig upp till 60°. Det är den vanligast använda metoden inom LKAB och under gynnsamma omständigheter har man klarat 350 m helingjuten kabel per skift. Den vanligaste använda håldim. är 64 mm, men lyckade försök har gjorts med 57 mm. Metoden medger ej förspänning av kabeln.

Metod 2

Kabeln sättes in först varefter hålet fylls med betong. Den är mest lämpad för uppåtriktade hål och är även att föredra då bergmassan är uppsprucken. Då den ger bättre kontroll på ingjutningen än Metod 1



Figur 3 Utrustning och metoder för kabelbultning

Equipment and methods for cablebolting

Utrustningen kan användas för olika kabeldiametrar. Den används även att föra in betongslangen i metod 1. I vertikalplanet klarar den 360° och i horisontalplanet är rörelsemöjligheten 90° . Den är luftdriven men kan lätt ändras för att passa el- eller hydraulisk drift.

Utrustningen kan kopplas till olika bärfordon, men för att få ökad flexibilitet är baklastare det lämpligaste.

Förspänd eller ej förspänd kabel

Idag råder det delade meningar om förspänningens betydelse, i många förstärkningssammanhang är det bättre att ha eftergivliga förstärkningar som tillåter berget att deformera sig.

På så sätt kan bergmassan bidra till att öka stabiliteten. Försök med förspänning av kablar vid igensättningsbrytning har inte påvisat någon större skillnad i jämförelse med slaka.

En annan sak av betydelse är att idag så finns det inte lämpliga utrustningar för förspänning som kan användas under jord.

Kostnaden för en förspänd kabel är mer än dubbelt högre än för en slak. Det beror på att det krävs grövre hål (då enkel kabel används), mer cement och mycket längre installationstid. I Malmberget så förspänns kablar bara i undantagsfall och endast då man vill förstärka en starkt uppsprucken bergmassa. Vid all förförstärkning används slaka helingjutna kablar.

Kabeltyp

Idag används uteslutande utbytta stålkablar från uppfostringen (skiplinor) med en diameter som varierar mellan 36-38 mm. Brottlasten för en oanvänd kabel ligger på ca 90 ton. Till förstärkning används endast torra ej infettade kablar. Merparten är till viss del angripna av rost, vilket enligt uppgift ökar vidhäftningshållfastheten.

Till dags dato har i Malmberget använts ca 11.000 m kabel som förstärkning. Av det har ca 8.500 m satts in under de senaste två åren.

Cementblandning

Endast vatten och cement används. Prov har gjorts med sandinblandning men det gav för stort slitage på pumputrustningen. Vatten/cementtalet varierar mellan 0,45 och 0,50. För att pumpa betongen används monopump, slangen är av styv PVC-plast och har en innerdiameter på 32 mm.

Kostnader

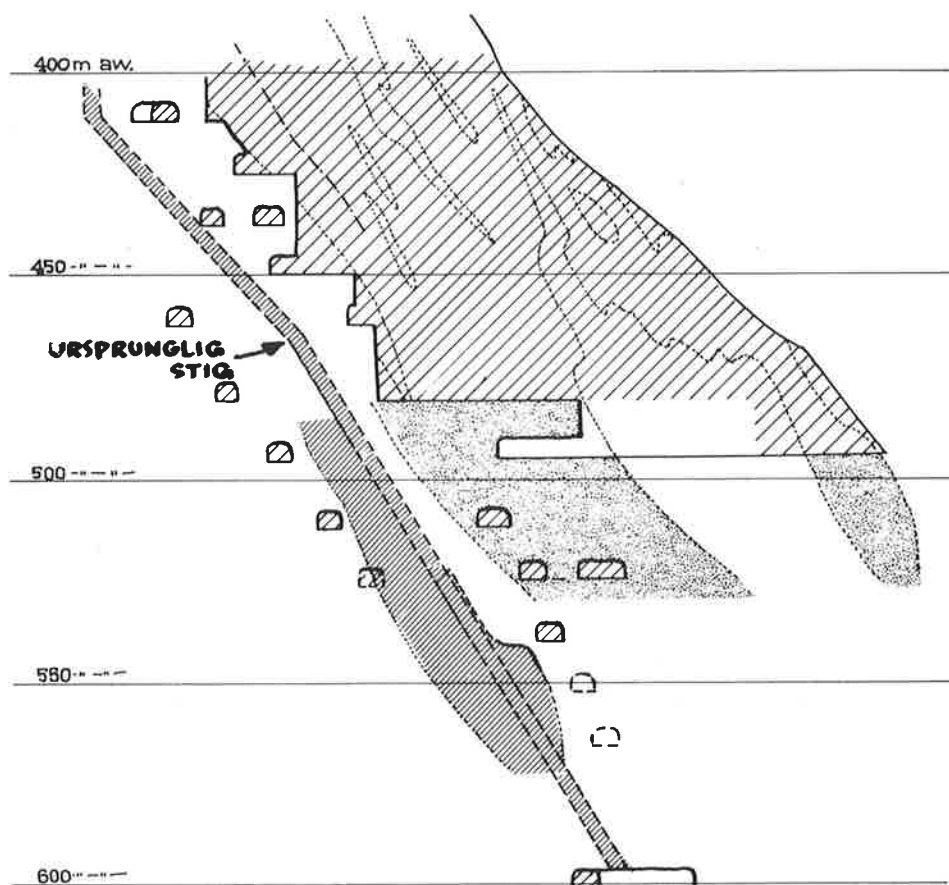
Kabelbultning kan delas in i två delar, borrning och en övrig del som innefattar material och arbete. När metod 1 används så har man den högsta kostnaden för borrningen. Det gäller då en-boms aggregat används.

Förstärkningsexempel - bergstigar

I Malmberget har merparten av bergstigarna använts i ungefär 10 år. De flesta av stigarna uppvisar en varierande grad av "nötning" på liggväggssidan, som i vissa fall har skapat kalvningsproblem på hängväggs-

sidan. Det har medfört produktionsstörningar och stabilitetsproblem i området kring bergstigarna. Stupningen varierar mellan 57° – 80° beroende på malmens stupning. Det är de flacka som uppvisar den största "nötningen" och oftast oberoende i vilken bergart de är belägna. De flesta stigar skall användas i ytterligare 6–7 år.

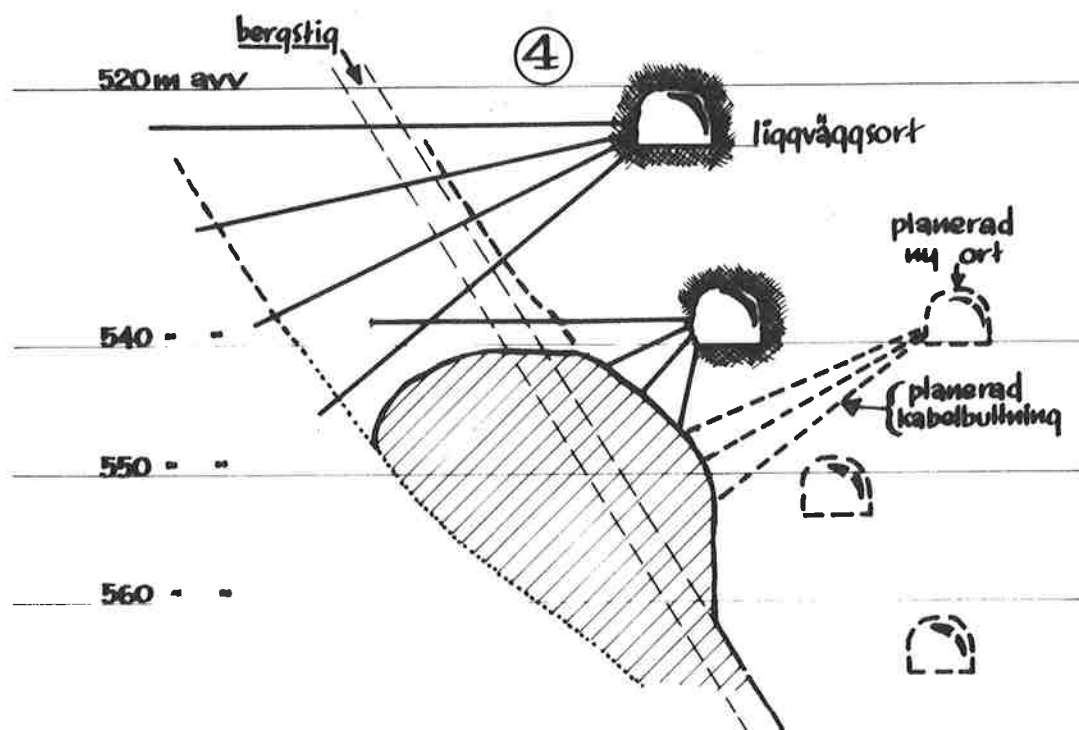
I vissa malmer finns parallellstigar med c/c avstånd på 12,5 m och de drevs med en area på 10 m^2 . De största stabilitetsproblemen finns i dessa stigar, beroende på att "nötningen" skapar en smal instabil pelare mellan stigarna. Fig. 4 visar läget av stigarna i förhållande till malmkroppen. Det skuggade området visar det nuvarande utseendet efter 10 års användning.



Figur 4 Vertikalt snitt genom en av parallellstigar

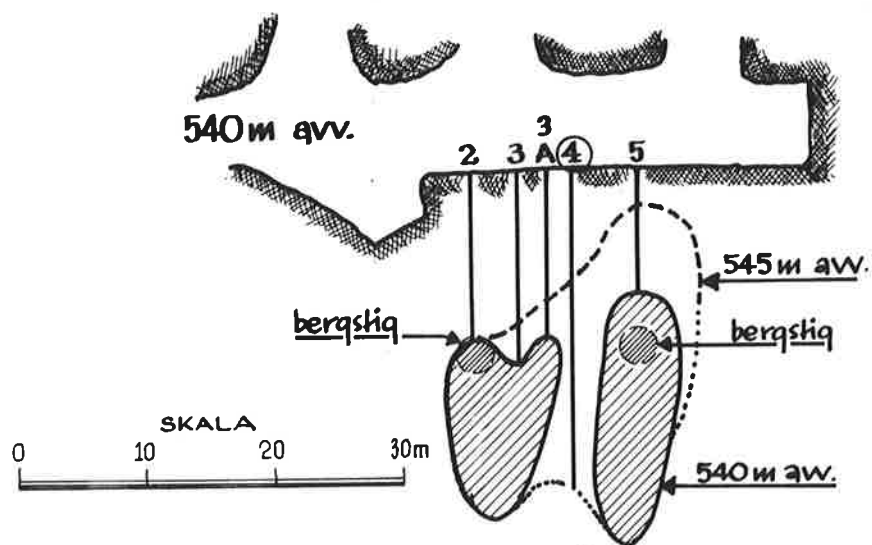
Vertical section through one of the parallel ore passes

Nötningen har skapat stora stabilitetsproblem, som har krävt förstärkning med hjälp av kabelbult. Förstärkning har gjorts från 495 m:s nivå och neråt. Den har utförts på så sätt att pelaren, häng- och sidoväggar har förstärkts med kabelbultar. I det streckade området (se Fig. 5) saknas pelaren mellan stigarna, vilket har skapat ett hålrum med ca 300 m² area. Detta upptäcktes i samband med den planerade borrhningen för kabelbultningen (se Fig. 6)



Figur 5 Vertikalt snitt mellan 520 och 560 m nivå som visar förstärkning med kabelbult.

Vertical section between 520 and 560 m level shows the support with cable bolts.

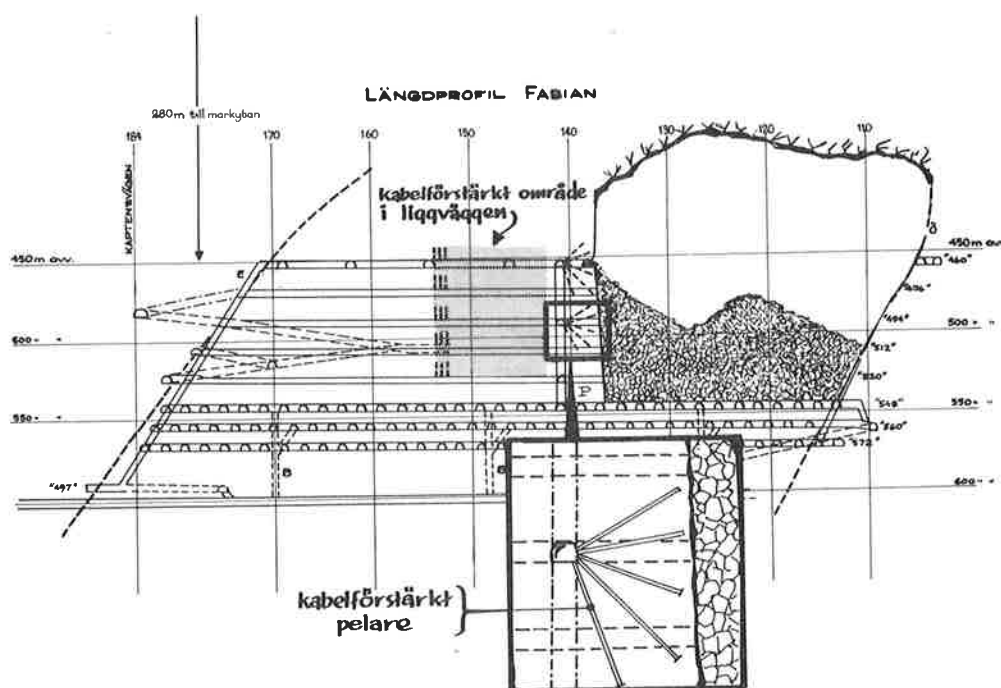


Figur 6 Horisontellt snitt på 540 m:s nivå
 Horizontal section at the 540 m level

Förstärkningsexempel - Fabian

Fabian-malmen bröts i början med en metod som kallas "Slitsblockning" - en form av blockrasbrytning. Den gav dåliga resultat med mycket stora skutproblem. Metoden har efterlämnat en vad man kan beteckna vara "stabil" hängvägg med en area på ca 18.000 m². Skivpallbrytning med grova hål (4") har påbörjats av den resterande delen. Samma ortsystem används som för slitsblockningen.

Mellan de utbrutna rummet och skivpallen lämnades en pelare, som förstärktes med kabelbultar från två nivåer (30 m:s avstånd). Kablarna installerades slaka och de längsta var 25 m. Förstärkningen bestod av 1600 m kabelbult (se Fig. 7).



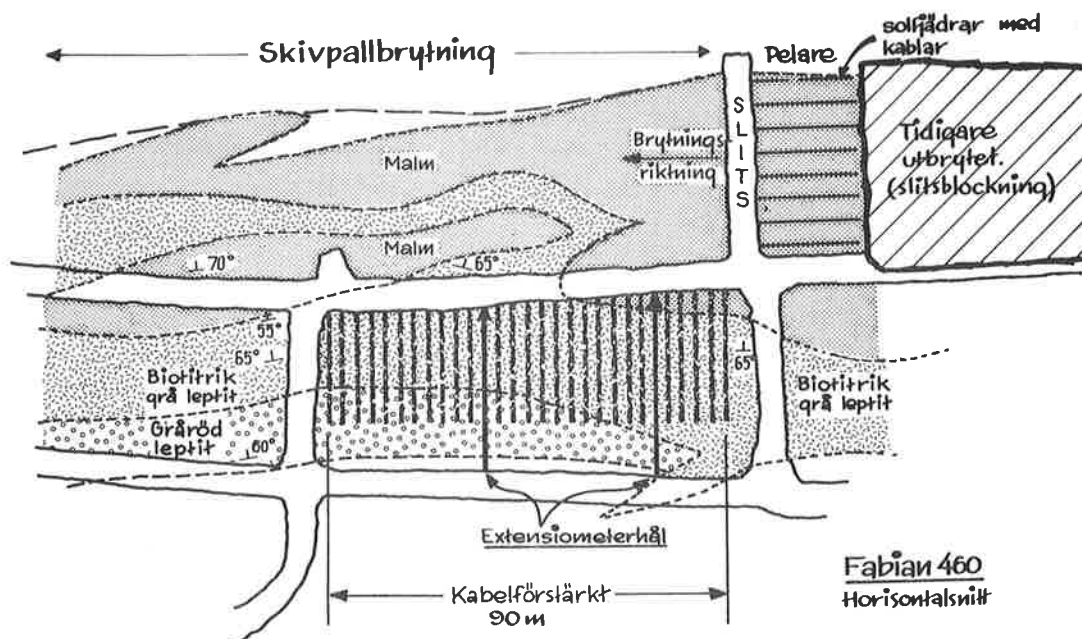
Figur 7 Längssnitt genom Fabian-malmen.

Longitudinal section through the Fabian-orebody

Längs hela liggväggen finns ett område med en biotitrik gråleptit och närmast det planerade brytningsrummet på alla nivåer utom 460 m avv finns en malmbreccia (5-10 m mäktighet) med relativt god hållfasthet. Enligt planerna skall den kvarlämnas som ett stabiliserande skikt på liggväggen. Merparten av kabelbultarna går igenom biotitzonen in i fastare berg (se Fig. 8)

För att få bättre förståelse om skeendet i det kabelförstärkta området, har 4 extensiometrar installerats från en befintlig transportort. Längden varierar mellan

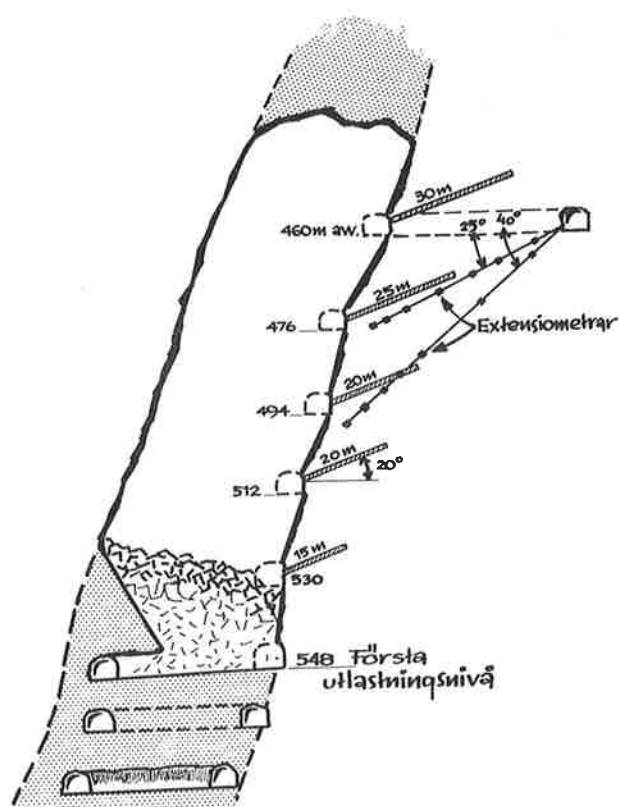
45 och 63 m och de har vardera 7 ankare (se Fig. 8-9). Resultaten från dessa mätningar kommer att ligga till grund för bedömningen av en eventuell fortsatt förstärkning av liggväggen.



Figur 8 Horisontellt snitt på 460 m:s avv genom en del av skivpallen.

Horizontal section at the 460 m level through one part of the sublevel stoping.

Brytningsrummets höjd blir ca 110 m och malmens stupning är 70° . Kablarna är installerade 20° uppåt och längden varierar mellan 15 och 30 m (se Fig. 9). Svaghetsplanen i liggväggen har ungefär samma stupning som malmen, vilket innebär att kablarna till största delen kommer att utsättas för skjuvpåkänningar, men praktiska begränsningar medförde att kablarna inte kunde installeras brantare. Det är ca 3.500 m kabel som ingår i liggväggsförstärkningen.

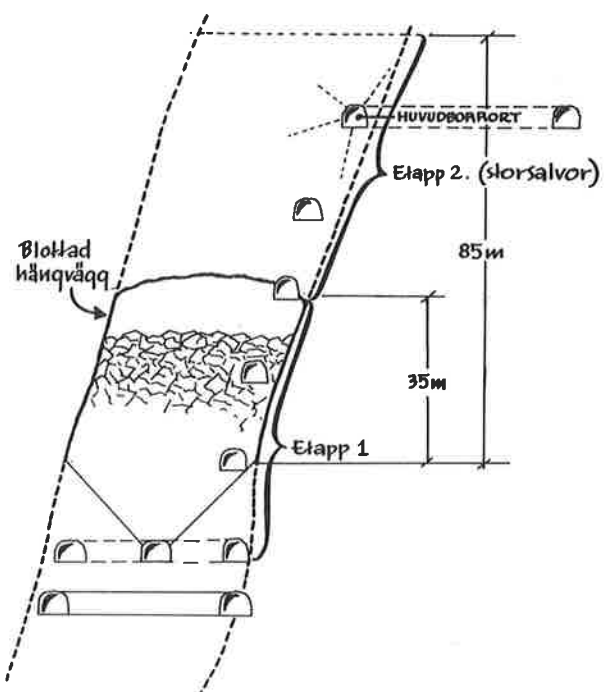


Figur 9 Vertikalt snitt genom Fabian-skivpallen

Vertical section through the Fabian
sublevel stoping

Det har inte utförts någon förstärkning av hängväggen, eftersom den i det tidigare rummet har visat sig vara mycket stabilare än liggväggen. En annan orsak är att orter helt saknas på hängväggssidan. Men för att minska de förväntade bergmekaniska problemen i häng- och liggvägg samt även i pelaren, pågår det undersökning för att använda en annan brytningssekvens. Det nya brytningsalternativet skapar samtidigt förutsättningar för att använda mycket stora salvor (se Fig. 10).

Brytningsalt. 2



Figur 10 Det andra brytningsalternativet i Fabian

The second mining alternative in Fabian

SUMMARY

Cable bolting is a new way of supporting rock. The cable used is normally old hoisting cable which can be grouted both with and without pretension.

Cable bolting has been used in Australia for a number of years. Here also a method of supporting the ore in under-hand cut-and-fill mining with cable bolts was developed. The method is used today around the world with good results.

An other example where cable bolts have been used successfully is with big hole blasting in sublevel stoping. This mining method creates severe rock mechanical problems and cable bolting is often the only way of supporting the large rock masses involved.

In Malmberget cable bolting has been used since 1975. Today it is regarded as one of our basic, rock supporting methods.

Cable bolting is used mainly in two areas, namely:

- To stabilize ore passes with stability problems caused by abrasion of the foot wall side
- In mining methods with large openings and where the economy depends on stable side rock.

LKAB has developed a device for the installation of cable bolts. The device has increased the bolting capacity to less manual effort. About 250-350 m fully grouted cable per shift is a normal capacity.

The device can be used with different cable dimensions. It can handle installations in all directions and can be mounted on all types of carriers.

So far 8500 m cable has been installed in Malmberget with this device. The longest cable being 35 m.

Costs have been reduced drastically compared to manual installations.

STALFIBERARMERING FÖR SEG OCH STARK SPRUTBETONGFÖRSTÄRKNING

Steel fibre reinforcement gives ductile
and strong shotcrete linings

Docent Jonas Holmgren, FortF/KTH, Stockholm

Inledning

Vid bergmekanikdagen 1974 presenterades storskaliga provningar med sprutbetong i samverkan med hårt berg. Härvid visades bl a resultat från en försöksserie med armerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning. Denna typ av förstärkning har sedan dess använts i ett antal fall där höga krav på förstärkningens styrka och seghet har ställts.

Tekniken att tillsätta stålfiber till sprutbetong har utvecklats under slutet av 1970-talet och det bedömdes intressant att 1979 starta en försöksserie med stålfiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning.

Genom att provningspersonalen, provningsanordningen och huvudintressenterna, FortF och BeFo, fanns kvar gick det fort och smidigt att få igång det nya projektet.

Projektet är ännu inte avslutat, men så pass mycket intressanta resultat har kommit fram att det bedömts riktigt att presentera dessa på 1981 års Bergmekanikdag.

Försöksuppläggning

Betongsprutningen utfördes vid FortF Försöksstation, Märsta, där den stora provningsanordningen finns. Härvid sprutades 8 cm sprutbetong på såväl provningsanordningens stenytor som i provlådor av trä. Samtidigt göts 15 cm kuber av betongmassan. Fibertillsättningen gjordes i våtsprutningsmunstycket med Fibre Feeder enligt Besabs patent.

Den använda fibern har hittills genomgående varit en Bekært LZ-fiber med 0.35 mm diameter och försedd med ändhakar. LZ-fibern är tillverkad av en kallsträckt tråd med hög sträckgräns.

Efter åtta dygn provades både huvudprovet och balkar och kuber som sågats ur provlådorna.

Kontrollproverna utfördes vid Inst. f. Byggnadsstatik, KTH.

Balkarna provades med två punktlaster i tredjedelspunkterna. De fiberarmerade balkarna provades deformationsstyrt så att större delen av last- nedböjningskurvan kunde registreras.

Försöksseriens nuvarande omfattning framgår av figur 1. Några nät-
armerade prov ingår som jämförelse.

Inom ramen för detta projekt har examensarbete avseende jämförelser
mellan nätarmerad och stålfiberarmerad sprutbetong utförts av tek-
nologerna Mats Nilsson och Sven Westman vid Inst. f. Byggnadsstatik,
KTH. Ett exempel på skjuvprovning av fiberarmerad sprutbetong redo-
visas i denna uppsats.

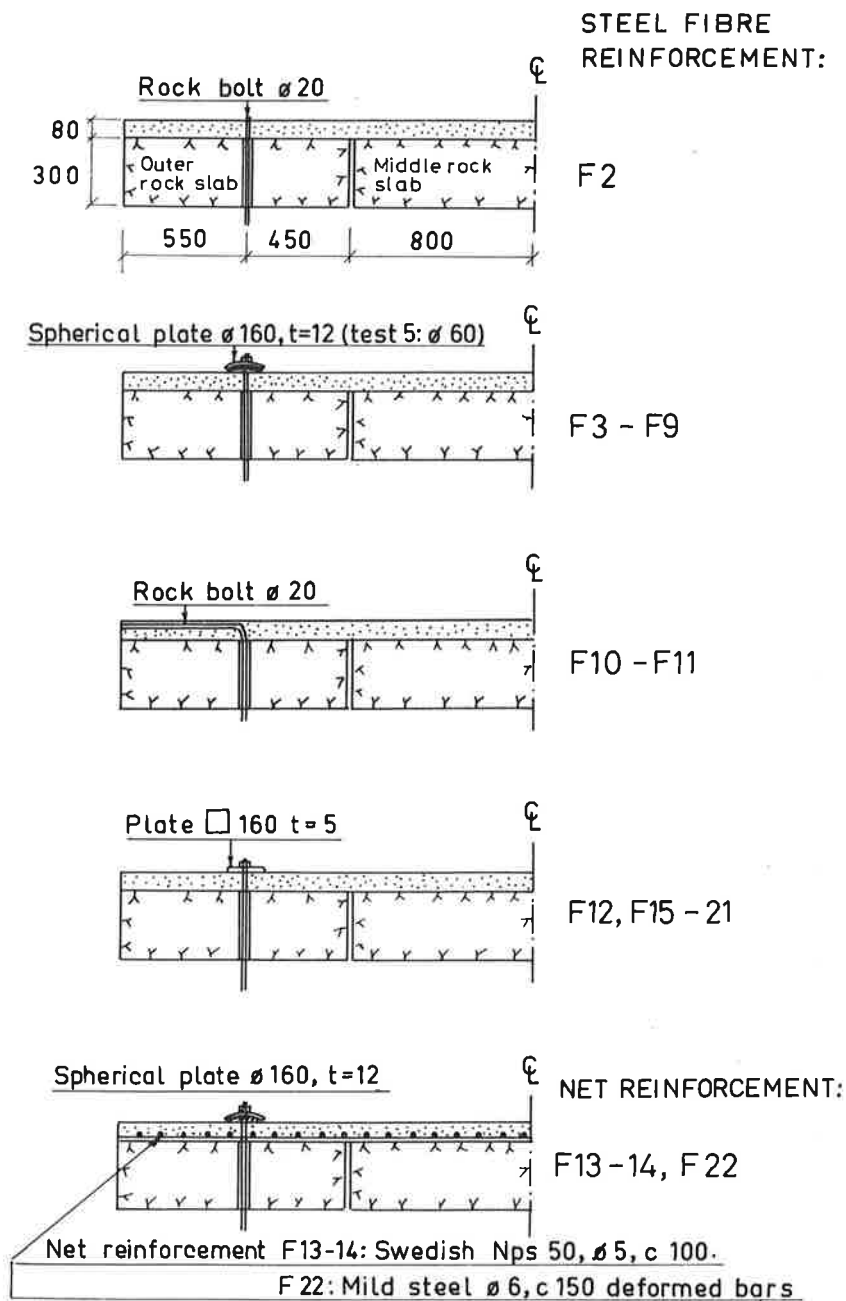


Fig. 1. Provkroppar i försöksserien.

Test specimens.

Provningsresultat

Eftersom projektet ännu ej är avslutat ges inga detaljer i form av tabeller o d.

Beträffande hållfasthetsvärden kan sägas att den oarmerade sprutbetongens tryckhållfasthet och böjdraghållfasthet i allmänhet legat omkring 60 resp 6 MPa efter 28 dygn. Motsvarande värden vid fiberarmering varierar givetvis med armeringsmängden - de bästa värdena ligger omkring 60 resp 13 MPa. Betongmassans hållfasthet mätt på 15 cm gjutna kuber ligger vid 40 MPa.

Nedan redovisas försökskurvor från provningarna. I varje last-deformationsdiagram finns två kurvor benämnda A4 och A5. Dessa avser resultat från försöksserien 1973-74. A4 var armerat med ett najat nät $\phi 6$ c 200, $f_{sy}=220$ MPa - alltså ej kalldraget stål. A5 var armerat med ett najat nät $\phi 8$ c 90, K_s 40. Förbandet mellan bergbult och sprutbetong utgjordes av en speciell kramla av armeringsjärn, som insprutades. A4 motsvarar alltså en normalt armerad sprutbetong och A5 en hårt armerad sådan.

Fiberarmering, 160 mm bricka.

Provningarna visade att någon skillnad mellan en styv och en eftergivlig bricka egentligen inte förelåg p g a fiberbetongens goda förmåga att uppta koncentrerade laster. Diagrammen i figurerna 2-4 avser alltså båda typer av bricka utan åtskillnad.

Av resultaten framgår att redan en mindre fiberinsats ger bättre förstärkningseffekt än konventionell armering. En större fiberinsats ger samma eller bättre effekt än kraftig stångarmering.

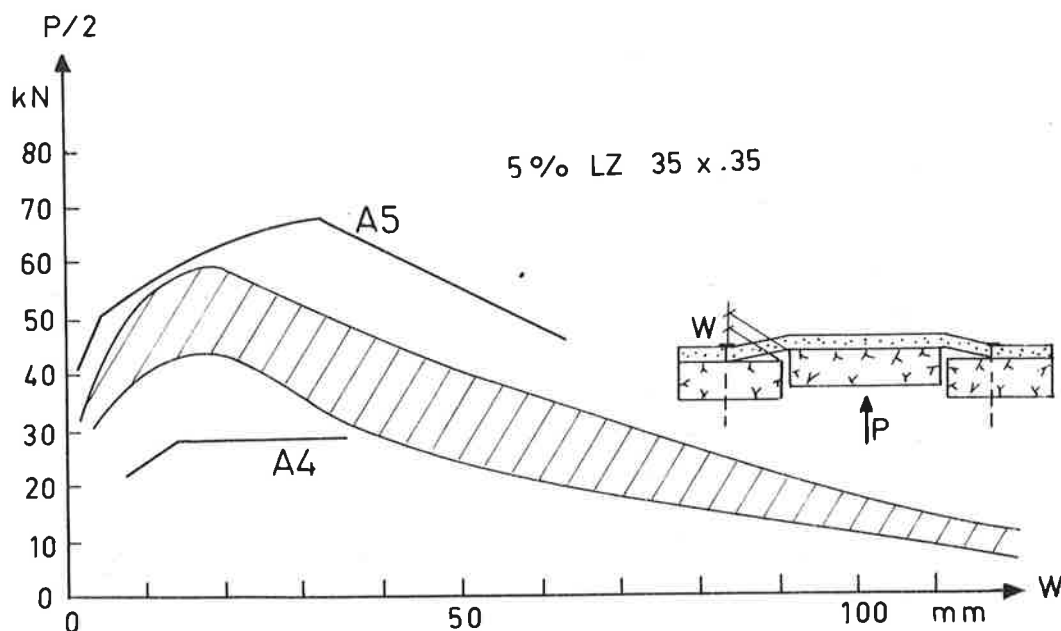


Fig. 2. Last- nedböjningskurva för fiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning 35 mm fiber, 5 vikts %.

Load-deformation curve for steel fibre reinforced shotcrete lining anchored with rock bolts. Fibre length 35 mm, percentage of weight 5 %. Plate $\phi 160$ mm and $\square 160$ mm.

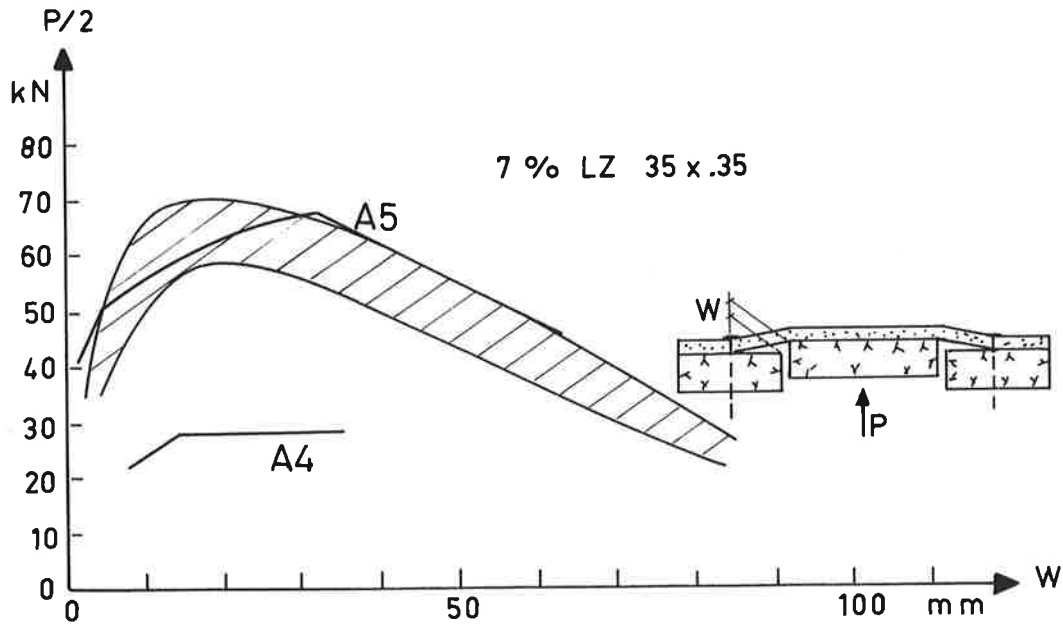


Fig. 3. Last- nedböjningskurva för fiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning 35 mm fiber, 7 vikts %.

Load-deformation curve for steel fibre reinforced shotcrete lining anchored with rock bolts. Fibre length 35 mm, percentage of weight 7 %. Plate $\phi 160$ mm and $\square 160$ mm.

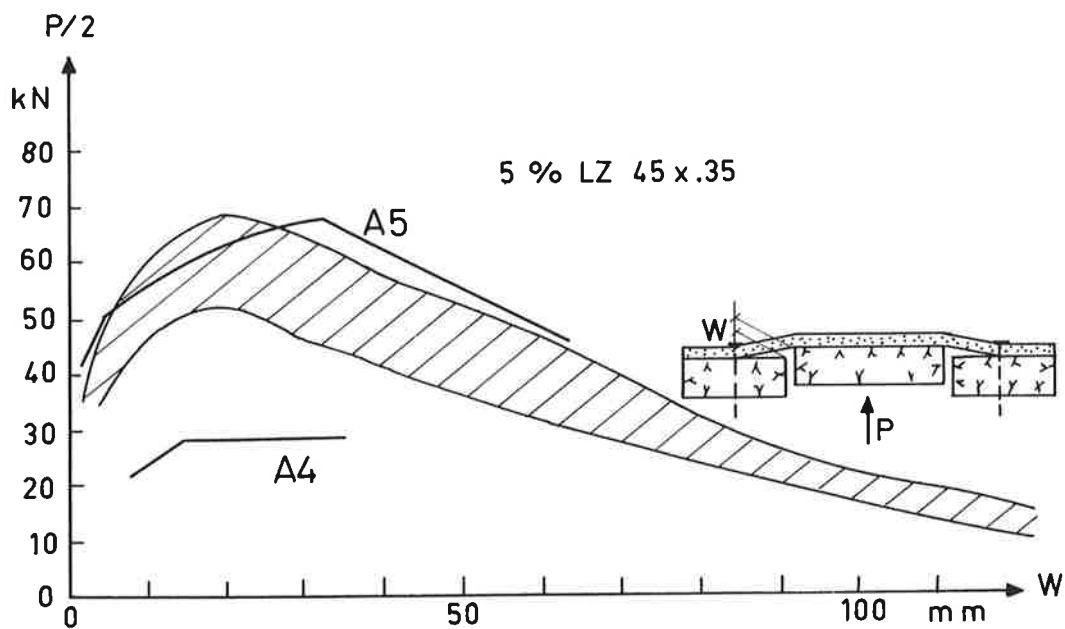


Fig. 4. Last- nedböjningskurva för fiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning 45 mm fiber, 5 vikts %.

Load-deformation curve for steel fibre reinforced shotcrete lining anchored with rock bolts. Fibre length 45 mm, percentage of weight 5 %. Plate $\phi 160$ mm and $\square 160$ mm.

Fiberarmering, 60 mm bricka

Ett prov utfördes med en mycket liten bricka i avsikt att åstadkomma ett lokalt brott runt brickan. Detta lyckades också. Efter max last började brickan långsamt krypa ner i betongen och bärförmågan avtog långsamt. Trots detta lokala brott uppvisade provkroppen stor seghet. Efter anslutat försök uppmättes den utstansade konen av sprutbetong. Basytan var ca $35 \times 65 \text{ cm}^2$.

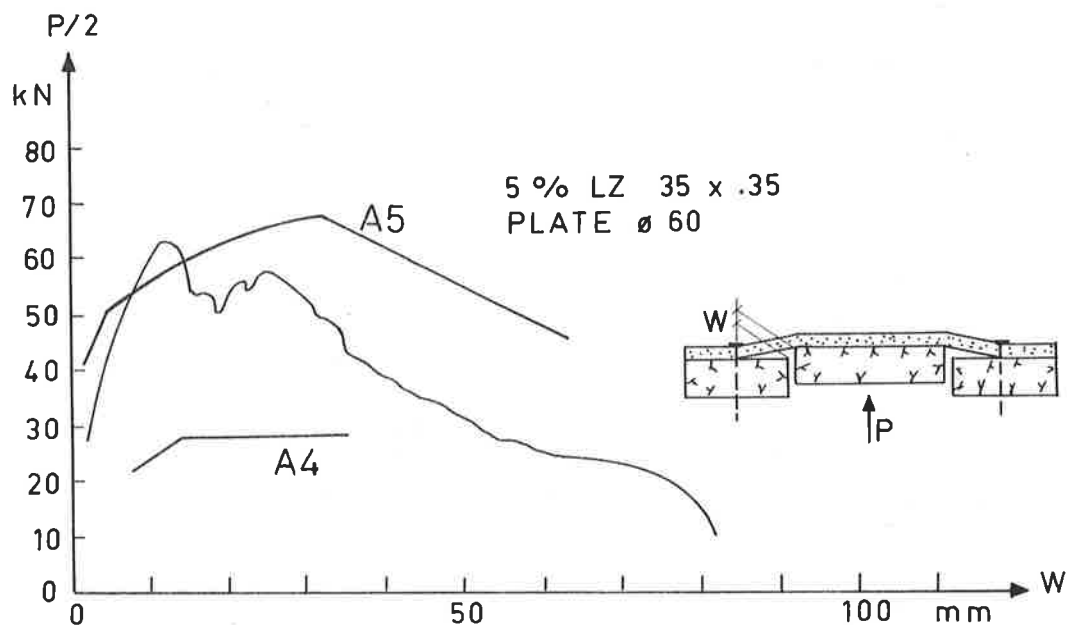


Fig. 5. Last- nedböjningskurva för fiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning 35 mm fiber, 5 vikts %.

Load-deformation curve for steel fibre reinforced shotcrete lining anchored with rock bolts. Fibre length 35 mm, percentage of weight 5 %. Plate ø60. Note ductile behaviour in spite of punching failure around the plate!

Fiberarmering, böjd resp rak bergbult.

Såväl rak som böjd bergbult visade sig vara omöjligt att spruta in med fiberbetong på ett praktiskt acceptabelt sätt. Provningarna visade också att förankringen blev svagare än vad sprutbetongen tålde i böjning. Denna förankring kan alltså inte rekommenderas för några bultavstånd.

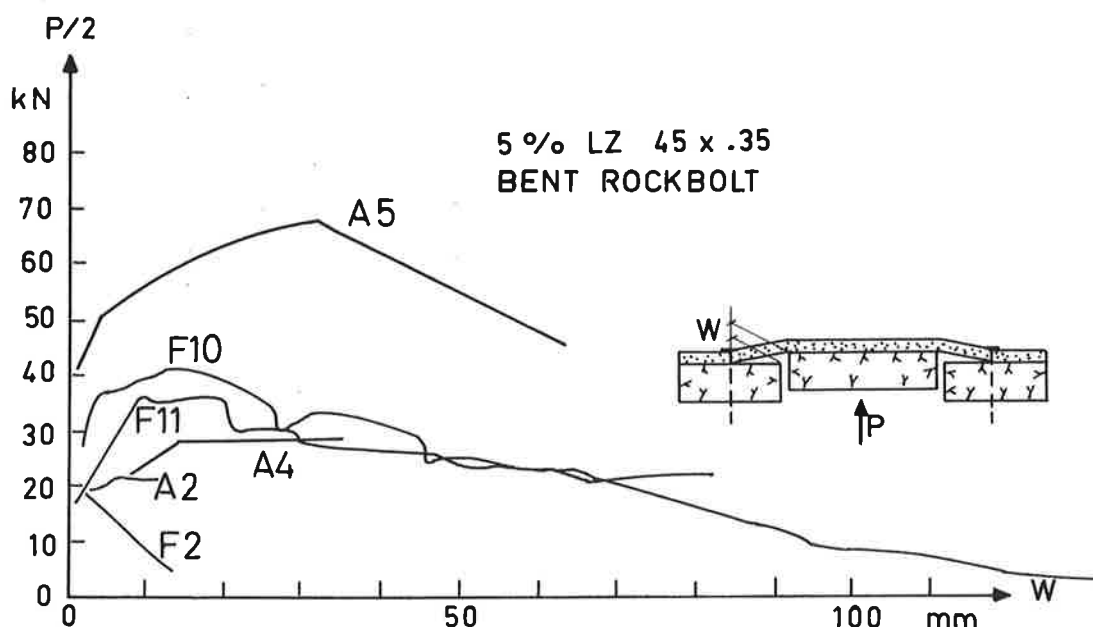


Fig. 6. Last- nedböjningskurva för fiberarmerad, bultupphängd sprutbetongförstärkning 45 mm fiber, 5 vikts %. A2 avser rak bult+nätarmering, F2 rak bult+fiberarmering, F10-11 böjrad bult+fiberarmering.

Load-deformation curves for steel fibre reinforced shotcrete linings anchored with rock bolts. A2 straight rock bolt + net reinforcement, F2 straight rock bolt+fibre reinforcement, F10-11 bent rock bolt+fibre reinforcement. Fibre length 45 mm, percentage by weight 5 %.

Nätarmering, bricka $\varnothing 160$ mm.

Några jämförande prov med nätarmering utfördes, se sammanställning ovan. Som tidigare framhållits (se bl a HOLMGREN, 1979) är kallsträckt nätarmering olämplig p g a dess dåliga brottförlängning. Detta visade sig också vid provningarna: vid relativt måttliga deformationer började armeringsstängerna att brista i snittet vid bergbultarna.

När avspänningsglödgat nät (prov F22) användes kunde deformationerna ökas till 150 mm utan brott i någon stång.

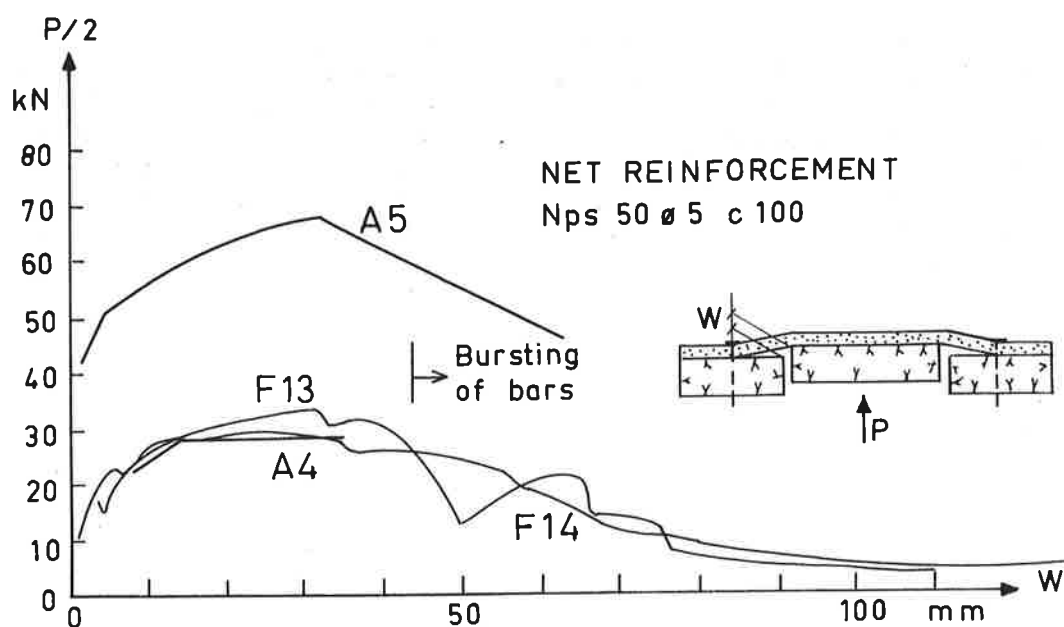


Fig. 7. Last-nedböjningskurvor för nätarmerad bultupphängd sprutbetongförstärkning.
Armering: se fig. 1.

Load-deformation curves for net reinforced shotcrete linings anchored with rock bolts.
Reinforcement: see Fig. 1.

Kontrollbalkar.

Ett exempel på last- nedböjningskurva för en kontrollbalk visas i figur 8.

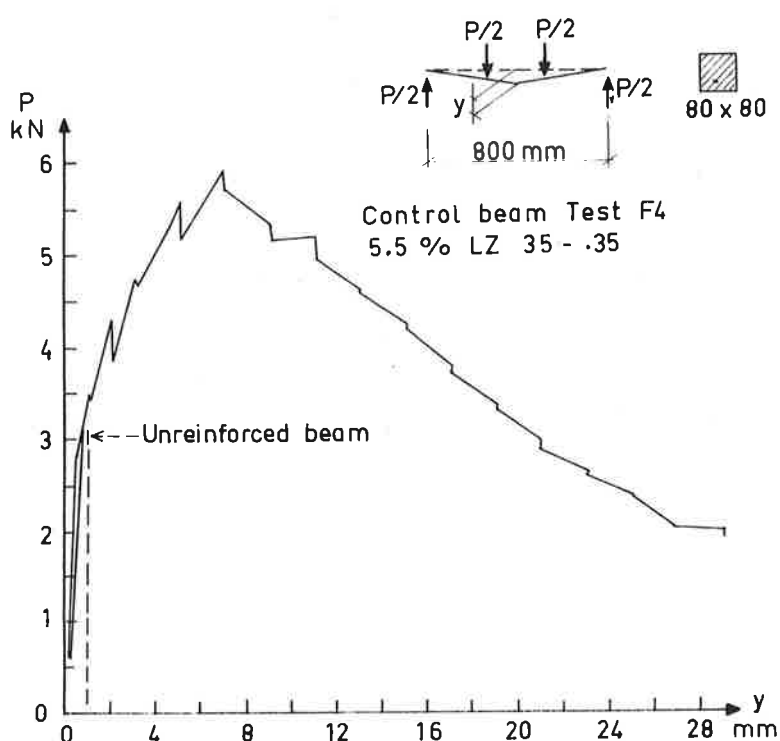


Fig. 8.

Last- nedböjningskurva för kontrollbalk.

Load-deformation curve for control beam.

Skjuvprovning

Ett exempel på last- förskjutningskurva vid skjuvdeformation av sprucket, fiberarmerat tvärsnitt visas i figur 9. Kurvan är hämtad från ännu icke publicerat examensarbete vid KTH. Sprickbredden är här så stor att ingen friktion mellan betongytorna förekommer. Maxlasten motsvarar åtminstone fem gånger lasten vid 10 cm tjock, nätarmerad sprutbetong. Dessutom är segheten vid skjuvning betydande. Vid konventionell armering får man räkna med sprött brott vid denna belastning.

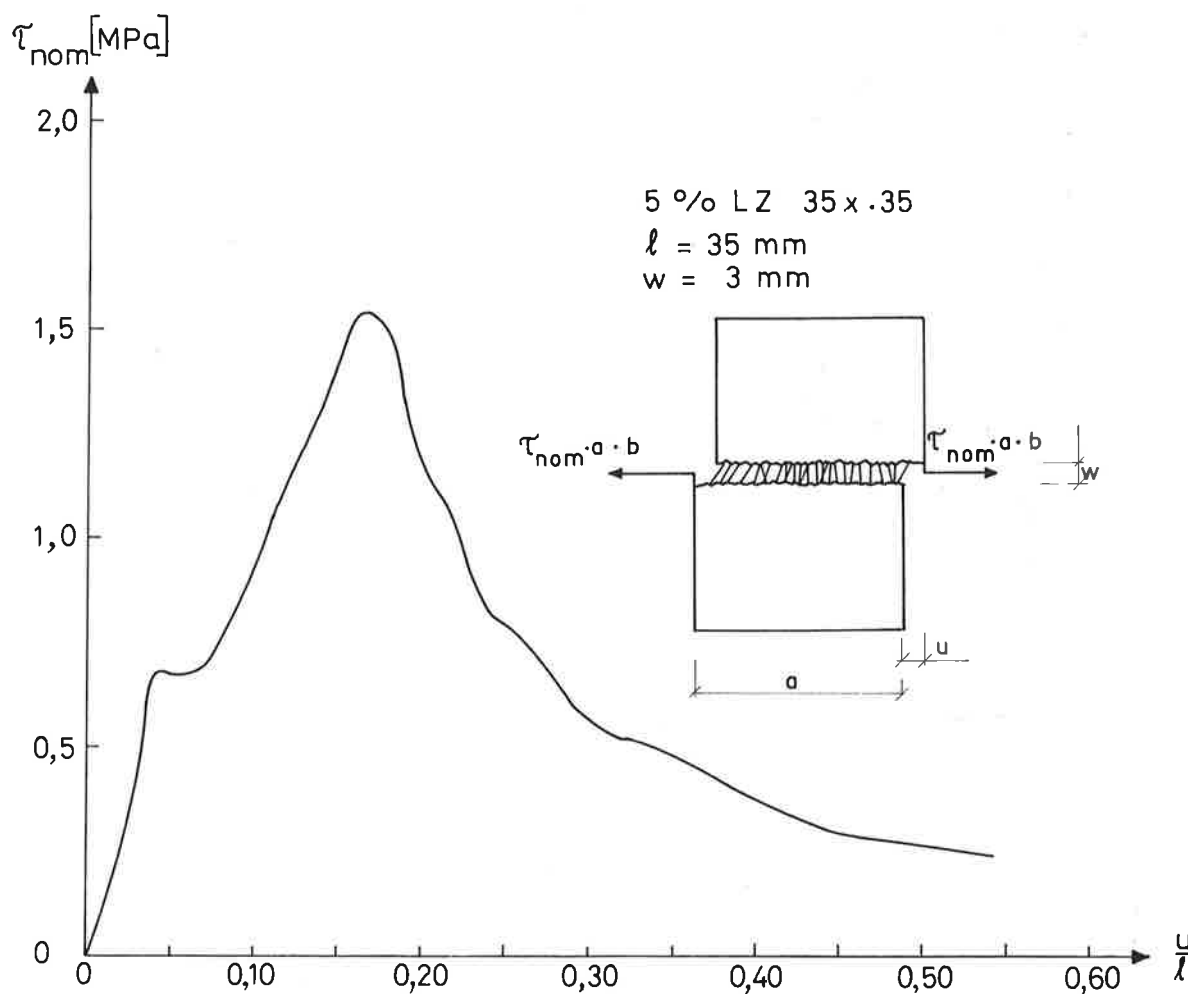


Fig. 9. Last- förskjutningskurva vid sprucket, fiberarmerat tvärsnitt.

Load-deformation curve at shear test of cracked, steel fibre reinforced section.

Sammanfattning

Utförda försök visar att

- a. Med höghållfast ändförankrad stålfiber, som glider i matrisen vid brott, kan kvalificerade bergförstärkningar utföras, som är jämförbara med hårt nätarmerade sådana i vad avser böjhållfasthet och - seghet. Dessutom är detta material skjuvsegt, vilket inte konventionellt armerad sprutbetong är.
- b. Kravet på bultbrickan kan ställas lägre än vid konventionell armering.
- c. Bockad bult är en olämplig förankring.
- d. Nätarmering med kallsträckt stål är olämpligt vid bergförstärkning, där man normalt har krav på seghet vid rasbelastningar. Avspänningsglödgat nät har inte motsvarande nackdelar.

Summary

19 tests with steel fibre reinforced shotcrete and 3 tests with net reinforcement were made. The steel fibres used were Bekaert LZ 35x.35 and LZ 45x.35.

These fibres slip under a certain resistance in the matrix at failure and the failure becomes very plastic both in bending and in shear.

The main results were:

- a. It is possible to produce steel fibre reinforced shotcrete linings which are at least equally strong and ductile in bending as conventionally reinforced linings. Besides that they are also plastic in shear.
- b. The demands on the plate on the rock bolt can be put lower than when net reinforcement is used.
- c. Bent rock bolts provide poor anchorage in steel fibre reinforced shotcrete.
- d. Reinforcement nets with cold-deformed bars are not suitable for rock reinforcement where ductility is wanted. Mild steel should be used.

Litteratur

Bergmekanikdagen 1974 Protokoll, Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm 1974.

Holmgren, Jonas, "Punchloaded shotcrete linings on hard rock", Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrån Rapport nr 121:6 och BeFo Publ 7:2 -79, Stockholm 1979.

DISKUSSION

Professor Ove Stephansson, Högskolan i Luleå

Det är intressanta försöksresultat som Jonas Holmgren har presenterat. Det är en sak som slår mig. Om man utför en sprutbetong med stålfiberarmering och får en deformation, så blottas fibrerna, som i sin tur kan utsättas för korrosion. Är det rostfritt stål eller vanliga järnfibrer ni använder? Jag undrar också om du anser att man kan göra eftergifter i kraven på vidhäftning i och med att man får en seg konstruktion.

Docent Jonas Holmgren, Fortifikationsförvaltningen

Ja, fibrerna rostar. De ser blanka och fina ut när de är nya, men när de får ligga ute en stund så rostar de. Det är riktigt att en sådan här förstärkning inte är beständig längre när den har spruckit, men det torde gälla även en nätarmerad sprutbetongförstärkning. Finessen med fiberbetongen är att man hinner få en förvarning om att någonting håller på att ske. Däremot kan man inte acceptera att förstärkningen kvarstår i det skicket. Den måste precis som all annan sprucken förstärkning repareras. Därför blir det mer tveksamt att använda den här typen av förstärkning i vattentunnlar, där man inte kan komma åt att reparera. Där måste man lägga sig på sådana nivåer att man inte riskerar att få den här typen av brott. Det gäller självklart all armerad betongförstärkning i vattentunnlar. Där får man lägga högre säkerhet på lasten eller på bärförmågan.

När det gäller kraven på vidhäftning i samband med en seg konstruktion måste man betänka att det likafullt krävs upplag i någon form. Antingen har jag en bultupphängd förstärkning med någon typ av armering. Det kan vara fibrer eller nät. Då kan jag i stort sett strunta i vidhäftningen. Men om jag inte bryr mig om att hänga upp min förstärkning, då måste den oberoende av om den är armerad eller ej sitta fast på berget. Sitter den fast på berget kanske den inte behöver vara armerad heller.

Överingenjör Claes Alberts, Stabilator AB

Korrosionsproblemet får man bedöma mycket noggrant i det här fallet. Det är inte säkert att det är så ogynnsamt som man tror. För att det skall bli korrosion måste det till syre också. Och i en helt vattendränkt tunnel tror jag därför inte det är så farligt.

Sten Bjurström, BeFo, tackade föredragshållare och åhörare och förklarade 1981 års diskussionsmöte för avslutat.



SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN/
SWEDISH NATIONAL GROUP OF ISRM

BILAGA
BERGMEKANIKDAG 1981

ÅRSREDOGÖRELSE 1980

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 1980

1980 har från bergmekanisk synpunkt varit ett intressant och innehållsrikt år.

Utveckling av bergbyggandet för nya ändamål, främst energiförsörjning samt ökat byggande i främmande geologiska miljöer utanför Sverige har, tillsammans med krav på nya och effektivare brytningssystem i våra gruvor, inneburit behov av breddad och fördjupad bergmekanisk kunskap.

Många bergmekaniska forsknings- och utvecklingsaktiviteter har också genomförts eller påbörjats under året, t ex forskningsgruvan i Kiruna, byggandet av forskningsanläggningen i Avesta för värmelagring i berg samt ett stort antal forskningsuppgifter och utredningar vid högskolor och i näringslivet. Likaså innehåller planer för kommande år satsningar på forskning kring bergmekaniska problem inom det internationella bergbyggandet.

De internationella kontakterna inom området har också varit livliga. Under året anordnade t ex Högskolan i Luleå och BeFo ett internationellt symposium om gruvornas bergmekanik - Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining - och ISRM:s årsmötesförhandlingar i juni 1980 hade förlagts till Stockholm.

Sten Bjurström

Svenska Bergmekanikgruppen

Vid Svenska Bergmekanikgruppens årsmöte i samband med Bergmekanikdagen 1980 beslöts

- att Bergmekanikdag 1981 skulle förläggas till onsdagen före Bergsprängningskommitténs möte bl a för att undvika det successiva avhoppande som gärna sker då mötet drar ut på tiden en fredagseftermiddag,
- att hålla frågan om ev särskilda, mindre bergmekanikmöten eller arbetsseminarier öppen tills vidare. Vissa sådana aktiviteter förekommer redan i Luleå,
- att programrådets sammansättning skulle ses över och bl a representationen från gruvsidan förstärkas.

Vidare diskuterades benämningen Bergmekanikdag. Borde kanske ges ett mer heltäckande namn. Beslöts dock att det inarbetade namnet skulle behållas.

Gruppens styrelse är oförändrad: forskningsdirektör, tekn.lic. Sten Bjurström, ordförande, professor Ove Stephansson, v ordförande, professor Ingvar Janelid samt sekreterare civ.ing. Tomas Franzén. Sekretariatet är placerat vid BeFo. För vissa internationella kontakter nyttjas IVA:s adress.

Årets aktiviteter rör till största delen den internationella verksamheten, se nedan under ISRM.

För den svenska gruppens del finns ständigt ett visst intresse att arrangera arbetsseminarier eller liknande kring något ämne, som skulle upplevas alltför speciellt för att ägnas någon djupare uppmärksamhet vid Bergmekanikdagen med dess 350 deltagare med ganska skiftande bakgrund och intressen. Vid dessa dagar finns inte heller någon praktisk möjlighet att genomföra mer än ganska korta diskussioner, mest i form av frågor, svar och kortare kommentarer.

Inför Bergmekanikdag 81 fick vi in ovanligt många föredragsförslag, av vilka endast ungefär en tredjedel kunnat beredas plats i programmet. Några av de uteslutna förslagen har rört pur bergmekanik, d v s i huvudsak teoretiska eller vetenskapliga aspekter. Det stora intresset tyder emellertid på att någon form av mindre bergmekanikmöten kanske borde arrangeras, t ex i samverkan mellan Bergmekanikgruppen och avdelningarna för bergmekanik i Luleå och vid KTH. Frågan kommer åter att tas upp vid årsmötet i anslutning till Bergmekanikdagen 1981.

ISRM - International Society for Rock Mechanics

Kongressen 1979 i Montreux och 1983 i Melbourne

Från ISRM:s kongress i Montreux finns nu även den tredje volymen av proceedings, som innehåller "general reports", inledande föredrag till de olika sessionerna samt diskussionsinlägg. Dessutom finns korta berättelser från de excursioner som arrangerades under kongressveckan.

De tre volymerna "Proc 4th Congress of the International Society for Rock Mechanics, Montreux Sept 79" har utgivits av Balkema, Box 1675, Rotterdam.

De nio svenska bidragen till kongressen har vi som utlovat samlat i en särskild rapport: BeFo och Svenska Bergmekanikgruppen, Svenska bidrag till ISRM:s fjärde Internationella kongress. Särskilt bör kanske nämnas den svenska översikten "Rock Mechanics in Sweden - A Survey" av Bergman-Bjurström. Rapporten har BeFo nr 303:1/80 och har gått ut till medlemmarna i Svenska Bergmekanikgruppen och enligt vanlig BeFo-distribution. Ytterligare exemplar kan erhållas à 35 kr.

ISRM kongressar normalt vart fjärde år. För närvarande är planeringen i full gång för det femte mötet som går av stapeln i Melbourne i april 1983. Ett antal av bergmekanikgruppens medlemmar har beretts tillfälle

att yttra sig över ett programutkast som sänts ut av William Bamford som håller i planeringen. Särskild uppmärksamhet kommer att ägnas gruvornas bergmekanik och energiresurser i vid bemärkelse, från kol- och oljeutvinning till slutförvaring av radioaktivt avfall. Man markerar också en genomgående tonvikt på "Optimization of geomechanical data obtained prior to development or construction". Här har vi i vårt "remissvar" menat att man gör en onödig begränsning och hellre kunde säga "Optimization of data with respect to calculation, design and follow up".

För övrigt kan noteras vissa allmänna formuleringar som säkert gör det möjligt för den som har något mycket intressant att redovisa att finna plats i programmet även om det faller något vid sidan av dessa angivna huvudämnen.

Planeringsprocessen för en stor kongress är så pass omständig att vi kan vänta oss att man begär in förslag till svenska bidrag redan under hösten 1981!

ISRM:s board och council hade sina årliga sammanträden 1980 i Stockholm i samband med Rock Store 80.

Utöver kongressplanerna presenterades de olika commissions och aktuella mandattider:

Commission on Case Histories, 1979-83 (D.C. Banks USA, President); Commission on Computer Programmes, 1979-83 (S. Semprich FRG); Commission on Design of High Slopes in Mining, 1979-83 (D.F. Coates Canada); Commission on Dilatation of Rocks, 1979-83 (G. Lombardi Switzerland); Commission on Geothermal Energy, 1979-83 (Yu. Diadkin USSR); Commission on Research, 1979-; Commission on Swelling Rocks, 1979-83 (W.E. Bamford Australia); Commission on Teaching, 1979- (E.J. Cording USA); and Commission on Testing Methods, 1979-83 (Z.T. Bieniawski USA and J.A. Franklin Canada).

Commission on Research har reorganiserats och skall under Sten Bjurströms ordförandeskap arbeta med frågor kring "appropriate fields of ISRM activities and the best way to cooperate with other international bodies". Vid Stockholmsmötet beslöts också att etablera en ny "Commission on Rock Boreability. Cuttability and Drillability" under ordförandeskap av E.T. Brown, London. Svensk representant i denna är bergsing. Per Arne Lindquist, Högskolan i Luleå.

Nya Suggested Methods har utgivits gällande "Pressure Monitoring Using Hydraulic Cells", dokument nr 6 från Kommittén för fältprovning i Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Skriften är utsänd till "Supporting Members" men finns även publicerad i "Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences" Vol. 17, No. 2, April 1980.

