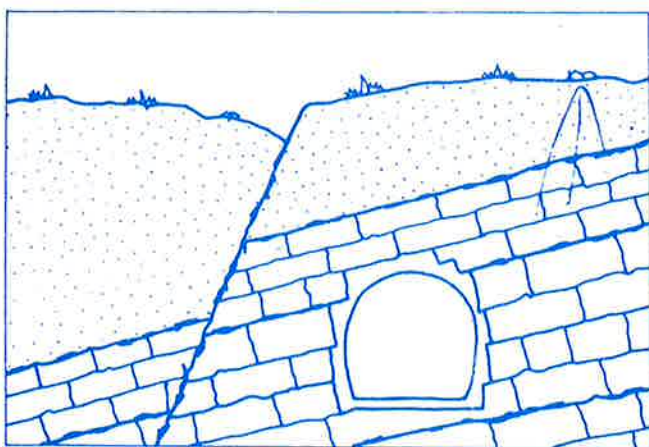


Ref el. 200/600

BeFo



Undermarksbyggande i svagt berg 2A Borning och sprängning

Roger Holmberg, SveDeFo

Mats Olsson, SveDeFo

Conny Sjöberg, Nitro Nobel/Nitro Consult AB

Ulla Smedberg, SveDeFo

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation

Undermarksbyggande i svagt berg

2A Borrning och sprängning

Underground Construction in Weak Rock

2A Excavation by drilling and blasting

Direktör Roger Holmberg, SveDeFo

Bergsingenjör Mats Olsson, SveDeFo

Ingenjör Conny Sjöberg, Nitro Nobel/Nitro Consult AB

Bergsingenjör Ulla Smedberg, SveDeFo

Undermarksbyggande i svagt berg

Styrgrupp

Direktör Björn Monsén, Nitro Nobel, ordf
Direktör Tore Hallenius, WP-System
Överingenjör Gösta Jansson, SCG
Tekn dr Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult
Tekn dr Lennart Rundgren, VBB
Civilingenjör Göran Svensson, VIAK
Forskningsdir Tomas Franzén, BeFo

Rådgivande grupp

Docent Sten G A Bergman
Civilingenjör Sten Brännfors
Bergsingenjör Ivar Öhman, Tyréns
Fil dr Per Anders Persson, Nitro Nobel
Professor Hans Helfrich
Avdeln dir Jüri Martna, Vattenfall
Civilingenjör Göran Gustafsson, ABV

Projektgrupper

1	Byggnadsgeologi	Civiling Hans Fagerström Docent Anders Carlsson Tekn dr Carl-Olof Morfeldt	VBB Vattenfall Hagconsult	Proj.ledare
2	Berguttag	Direktör Roger Holmberg Dr ing Torgeir Blindheim Bergsing Mats Olsson Ingenjör Conny Sjöberg Bergsingenjör Ulla Smedberg Ingenjör Ingvar Bergqvist Överingenjör Karl-Erik Buhre Ingenjör Allan Ragnarsson Ingenjör Ivar Sagefors	SveDeFo Geoteam SveDeFo Nitro Consult SveDeFo Nitro Nobel ABV SCG WP-System	Proj.ledare
3	Stabilitet och förstärkning	Tekn dr Håkan Stille Civilingenjör Tomas Franzén Tekn lic Anders Heiner Civilingenjör Gunnar Nord	KTH BeFo VBB SCG	Proj.ledare
4	Vattenproblem	Civilingenjör Claes Alberts Tekn dr Gunnar Gustafson	SCG VIAK	Proj.ledare

kunnande, där utöver de engagerade författarnas egen specialkunskap ett stort antal internationellt publicerade arbeten har utnyttjats. Rapporterna kompletterar och överlappar varandra delvis. Avsikten är att man ska kunna läsa varje rapport för sig och få olika problem belysta i sitt sammanhang. Författarna har också uppmanats att uttrycka sin egen ståndpunkt i olika frågor, varför materialet kan tjäna som diskussionsunderlag i frågor som inte alltid kan ges ett entydigt svar.

Det är vår förhoppning att materialet tillsammans med givna referenser skall vara till god hjälp såväl i samband med anbudsgivning och upprättande av handlingar som vid direkt byggande. Rapporterna bör också vara väl användbara för utbildningsändamål.

Projektet har under BeFos programstyrelse letts av en särskild styrgrupp under ordförandeskap av direktör Björn Monsén. Under projektarbetet har därutöver en rådgivande grupp av experter lämnat synpunkter som stöd åt de olika arbetsgrupperna. BeFos tidigare forskningsdirektör Sten Bjurström har svarat för uppläggning och organisation samt övergripande projektledning fram till våren 1983.

Till alla som aktivt medverkat i projektet riktas ett varmt tack, liksom till de företag som delvis i form av egna bidrag ställt personal till förfogande för arbete i projektet, nämligen ABV, Skånska Cementgjuteriet, WP-System, Hagconsult, VBB, VIAK, Nitro Nobel, Nitro Consult och Vattenfall.

Stockholm i november 1983

STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING - BeFo

Tomas Franzén

FÖRORD

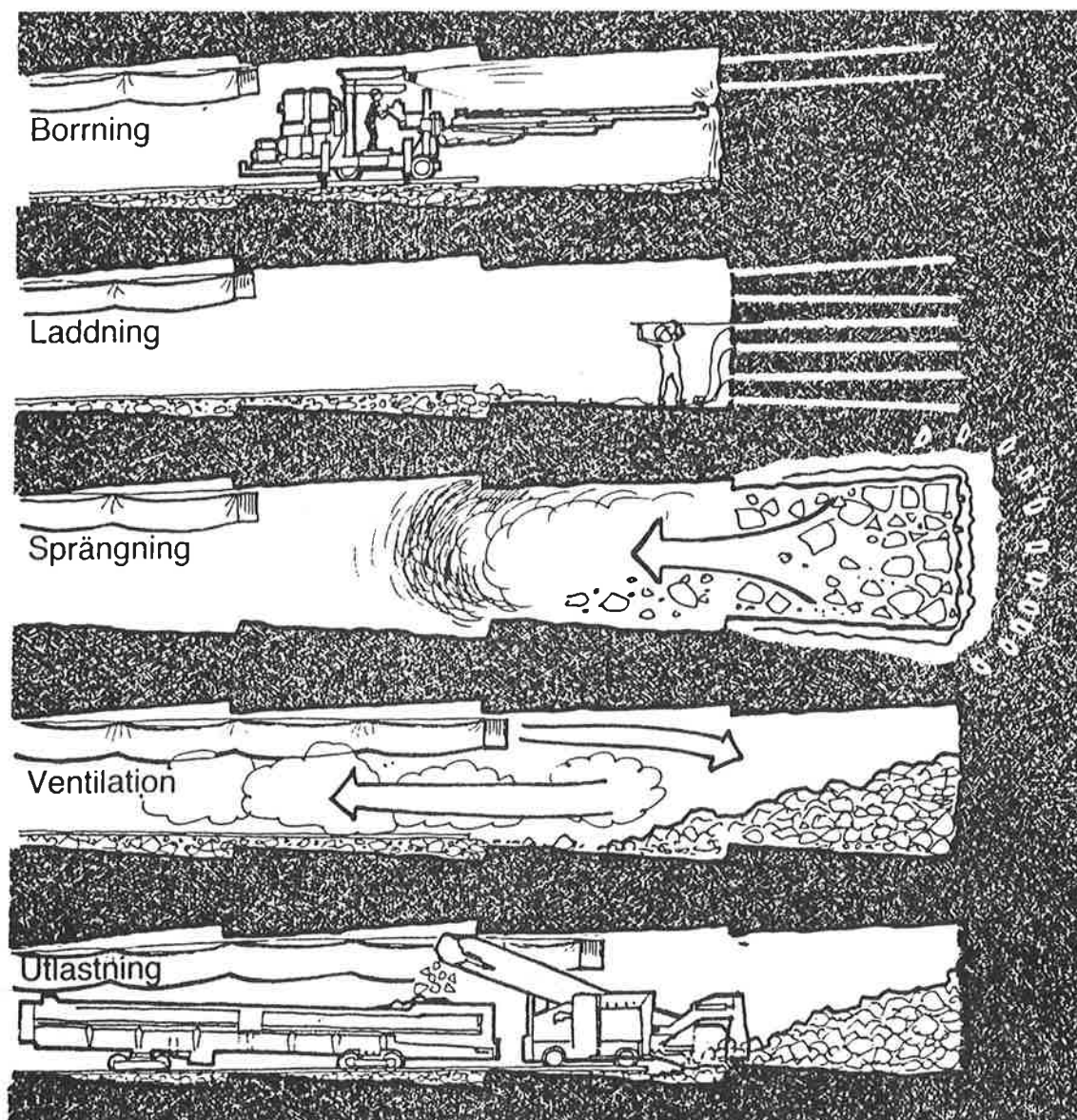
Konsult- och entreprenadtjänster samt utrustning för bergarbeten är en viktig del i Sveriges export. I samband med en vikande hemmamarknad har utlandsdelen kommit att bli av allt större betydelse för BeFos huvudmän. Intresset för att utveckla det svenska bergkunnandet och främja dess användning utomlands har därför ökat markant under senare år.

Bergarbeten utomlands sker till största delen i sedimentärt eller svagt berg, vilket betyder att man inte alltid direkt kan tillämpa de metoder som av tradition i första hand är inriktade på svenska hårdbergförhållanden. Olika geologier ställer skilda krav på såväl förundersökningar som berggutttag och förstärkning.

Det kan förefalla som om problemen utomlands är väsentligt annorlunda än dem vi är vana vid. Strikt tekniskt-vetenskapligt är det dock i de flesta fall snarare fråga om en grad- än en artskillnad. Samtidigt måste man konstatera att bergbyggnadstekniken som vetenskap i hög grad är empiriskt grundad och att man som byggare till stor del har att lita till erfarenheter från tidigare arbeten. Detta betyder att byggande i främmande geologiska miljöer i praktiken leder till en rad nya och ofta svårbedömda situationer.

En stor del av BeFos forskningsprogram är inriktat på kunskapsuppbyggnad av betydelse för den internationella verksamheten och under perioden 1981-83 har gjorts en särskild satsning på området "Undermarksbyggande i svagt berg". Syftet med detta speciellt inriktade projekt, där flera av BeFos huvudmän bidragit med betydande egna insatser, är dels att främja användningen av traditionell, kvalificerad svensk bergbyggnadsteknik genom anpassning till främmande geologiska förhållanden, dels att höja det svenska kunnandet ifråga om andra metoder, så att dessa kan inlemmas i svensk kompetens och nyttjas under förhållanden för vilka de är bäst lämpade.

Den första uppgiften har varit att ställa samman rapporter över dagens teknikläge under huvudrubrikerna "Byggnadsgeologi", "Berggutttag", "Stabilitet och förstärkning" samt "Vattenproblem". Dessa rapporter skall i första hand ses som tämligen ingående översikter över dagens



SAMMANFATTNING

Föreliggande rapport tillhör delprojektet "Berguttag", som omfattar tre avsnitt, publicerade i två volymer enligt följande:

2 A: Borrning och sprängning

2 B: Fullortsborrning

Fräsande brytning

Borrnings- och sprängningsdelen är utarbetad av Roger Holmberg, Mats Olsson, Ulla Smedberg SveDeFo, Conny Sjöberg och Torgny af Forselles, Nitro Consult AB. Fullortsborrningsdelen är skriven av Torgeir Blindheim, Geoteam, Trondheim och Fräsande brytning av Mats Olsson.

Allmänt kan sägas att frästeknik och fullortsborrning finns relativt väl dokumenterade i Sverige. Mindre material, finns beklagligt nog om borrning och sprängning, trots att detta är den mest flexibla och användbara metoden.

Ett varmt tack riktas till projektgruppens ledamöter, för deras råd under projektets gång. Dessutom riktas ett tack till Gunnar Pettersson och Reidar Hoffner, WP-system, samt Gustaf Svantesson och dr Karl Heinz Gehring Voest Alpine för deras bidrag till avsnittet "Frästeknik". Författarna ber även att få tacka Jörgen Hammarstedt, ABV för hans insatser inom området fullortsborrning.

Projektgruppen har bestått av:

Direktör Roger Holmberg, SveDeFo (projektledare)
Civilingenjör Ingvar Bergqvist, Nitro Nobel AB
Civilingenjör Karl-Erik Buhre, ABV
Bergsingenjör Mats Olsson, SveDeFo
Ingenjör Allan Ragnarsson, AB Skånska Cementgjuteriet
Ingenjör Ivar Sagefors, WP-system
Chefskonsult Conny Sjöberg, Nitro Consult AB

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1. INTRODUKTION
2. GEOLOGI
 - 2.1 Allmänt om geologiska förhållanden som påverkar bergmassans hållfasthet.
 - 2.2 Definition av svagt berg.
 - 2.3 Bergfaktorers inverkan på borrhning.
 - 2.4 Bergfaktorers inverkan på sprängning.
3. BORRTEKNIK
 - 3.1 Krontyper.
 - 3.2 Håldiameter - håldjup.
 - 3.3 Borrplan
 - 3.4 Öppningar
4. SPRÄNGÄMNEN
 - 4.1 Viktiga faktorer vid val av sprängämne
 - 4.2 Sprängämnestyper
 - 4.3 Sprängämnens bergbrytande förmåga
 - 4.4 Vibrationer
5. DRIVNINGSTEKNIK - DRIFTSFÖRSTÄRKNING
 - 5.1 Tunnlar
 - 5.1.1 Full area
 - 5.1.2 Takort och pallning
 - 5.1.3 Pilotort
 - 5.1.4 Vaggort
 - 5.1.5 Periferiorter
 - 5.1.6 Andra metoder

5.2 Bergrum

5.3 Schakt

6. SKONSAM SPRÄNGNING

7. BEGRÄNSNINGAR OCH PROBLEM MED BORRNING - SPRÄNGNING

7.1 Projekttid

7.2 Ventilation

7.3 Gaser

7.4 Släta ytor

7.5 Vibrationer - bergskador - överberg

8. VAD STYR METODVALET OCH VILKA RESULTAT KAN UPPNÅS?

9. NÅGRA INTRESSANTA TUNNELPROJEKT

10. DISKUSSION

11. REFERENSER

1. INTRODUCTION

I projektet BeFo-106 "Undermarksbyggande i svagt berg" ingår delprojektet "Uttagsmetoder", för vilket SveDeFo har varit ansvarig.

Delprojektet är i sin tur uppdelat i följande tre avsnitt:

Borrning och sprängning

Fullortsborrning

Fräsande brytning

Avsnittet "Borrning och sprängning" har utarbetats av Roger Holmberg, Mats Olsson, Ulla Smedberg SveDeFo, Conny Sjöberg, Torgny av Forselles Nitro Consult AB.

Materialet till "Borrning och sprängning" har erhållits främst genom litteraturstudier, samt via kontakter med tillverkare och användare. Materialet behöver därför inte överensstämma med författarnas egna åsikter, utan utgör endast en state of the art-rapport.

Författarna riktar ett varmt tack till Ingvar Bergqvist, Nitro Nobel, Hans Hamrin, Atlas Copco, Sven Jansson, VBB samt övriga inblandade som bidragit med material och ideér till denna rapport.

2. GEOLOGI OCH FÖRUNDERÖKNINGAR

2.1 Allmänt om geologiska förhållanden som påverkar bergmassornas hållfasthet

Den fasta jordskorpan är uppbyggd av mineral som i sin tur utgör byggstenarna i olika bergarter.

Def.: Ett mineral är en i naturen förekommande homogen kropp av oorganiskt ursprung, i sin kemiska sammansättning antingen bestämd eller varierande mellan bestämda gränser. Mineralen har vidare karaktäristiska, fysikaliska egenskaper och vanligen kristallin struktur. /1/.

En bergart är ett mer eller mindre fast aggregat som består av ett stort antal mineralkorn av ett eller flera slag.

Ex. Granit består huvudsakligen av fältspat, kvarts och glimmer. Kalksten består huvudsakligen av kalkspat.

Det krävs en viss grad av geologisk självständighet och homogenitet hos ett mineralaggregat för att detta skall kallas bergart. Ett aggregat av ett mineral i en spricka kallas vanligen inte för bergart.

Bergarterna delas vanligen in i tre olika grupper:

- 1) Eruptiva bergarter
- 2) Sedimentära bergarter
- 3) Metamorfa bergarter

Eruptiva bergarter kallas de bergarter som bildats ur smältor (magmor), vilka stelnat i jordskorpan eller på jordytan.

Sedimentära bergarter kallas de bergarter som bildats ur avlagringar av mer eller mindre finfördelat material som avskilts ur vatten, luft och glaciärer.

Metamorfa bergarter kallas de bergarter som bildats ur eruptiva eller sedimentära bergarter genom mineralogiska, kemiska och strukturella förändringar, orsakade av förhöjt tryck och temperatur.

De olika bergarterna bildar sedan bergmassan. Bergmassan karaktäriseras förutom av de ingående bergarterna också av de diskontinuiteter som finns närvarande.

Det finns inga distinkta eller generellt accepterade regler eller nomenklatur för ingenjörsändamål när det gäller att klassificera diskontinuiteter. Brekke använder tre kriterier för att beskriva diskontinuiteterna /2/.

Storlek: Baserad på apertur (spricköppning)
utsträckning och spec. avstånd

Karaktär: Baserad på ytråhet och egenskaper hos fyllnadsmaterialet
eller ytbeläggning

Hållfasthet och deformationsegenskaper:

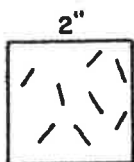
Baserad på mätta värden från laboratorie- och fälttester

Storlek

Figur 1 visar en uppdelning i fem klasser med avseende på storlek. Mikrosprickor finns med i tabellen trots att de vanligen betraktas som en bergartskaraktäristika.

Lagringsplan och skiktning, laminering, är separationer parallellt med de minerologiskt definierade svaghetsriktningarna i bergarten. Dessa är oftast täta och ytråa. De behöver nödvändigtvis inte ha någon allvarlig betydelse, om inte orienteringen ensam, eller i kombination med andra diskontinuiteter, är ofördelaktig i relation till riktning och form på den utbrutna öppningen. Separationer, speciellt vid skiktning, utvecklas ofta till en spricka.

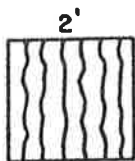
Microfissures



0.1 in.

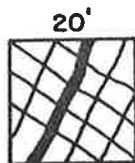
(Usually considered a rock type characteristic)

Bedding and
foliation partings



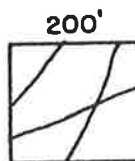
1" to several inches

Joints (A) and
Seams (B)



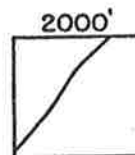
A. Several inches to
several feet
B. Tens of feet

Minor faults



Tens to hundreds of feet

Major faults



Hundreds to thousands
of feet

Figur 1. Klassifisering av diskontinuiteter med avseende på storlek enligt Brekke /2/.

Karaktär

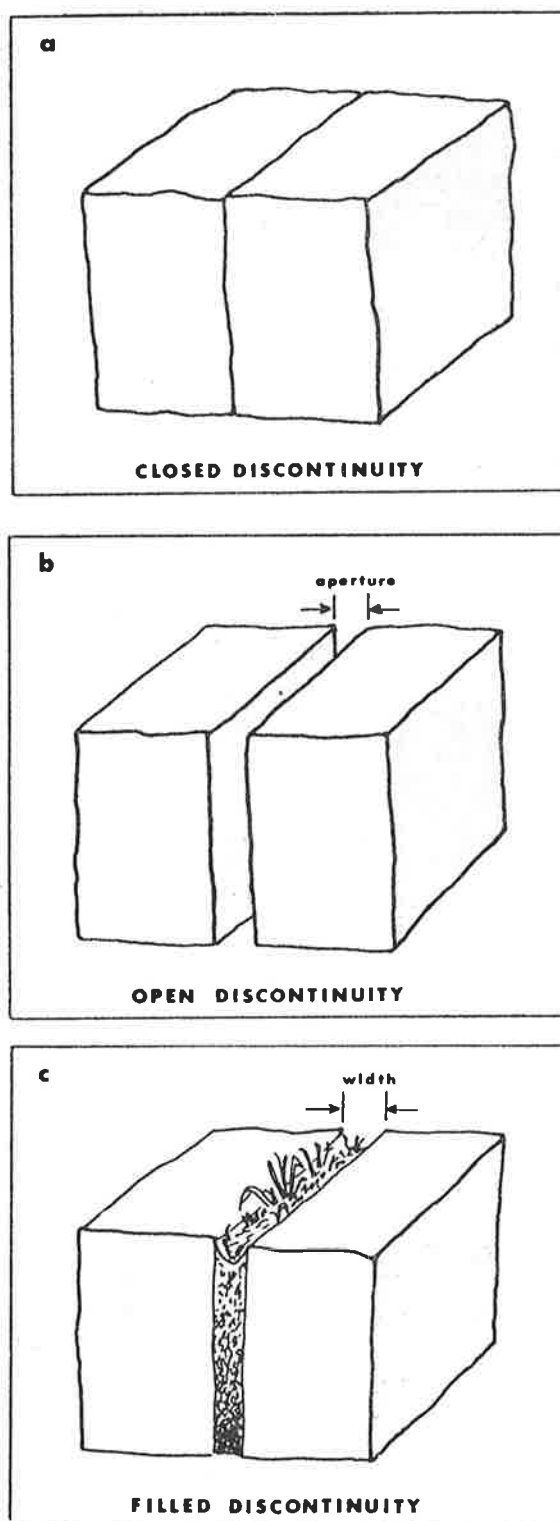
Det är minst lika viktigt att klassificera diskontinuiteterna med avseende på deras karaktär som på deras storleksförhållande. För separationer och sprickor blir den första distinktionen skillnaden mellan råa och släta ytor. Därefter måste man skilja mellan olika typer av ytbeläggning och fyllnadsmaterial. Man kan då urskilja sju olika grupper:

- 1) Sprickor som är hopläkta av kvarts eller kalcit utfällda ur lösningar.
- 2) Diskontinuiteter, som inte innehåller något fyllnadsmaterial eller någon ytbeläggning.
- 3) Kalcitfyllning, som löses upp i närvaro av fukt eller vatten, ofta poröst eller skivigt material.
- 4) Ytbeläggning eller fyllning av klorit, talk och grafit ger en mycket hal yta med låg hållfasthet, speciellt när den är våt.
- 5) Inaktiva leror i slag och förkastningar representerar ett mjukt material som lätt kan spolas bort.
- 6) Svällande lera kan förorsaka allvarliga problem genom fri svällning och därmed minskad hållfasthet eller genom ett svällningstryck i inspänt tillstånd.
- 7) Material som har omvandlats till ett kohesionslöst material (sandliknande) kan rinna in i tunneln direkt vid tunneldrivningen. Förekommer ibland i förkastningar.

I "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities" /3/ beskrivs de lämpliga parametrar som behövs för att definiera diskontinuiteter och bergmassor. Dessa är:

- 1) Orientering (orientation) hur diskontinuiteten sträcker sig i rummet. Detta beskrivs med stupning och strykning.
- 2) Avstånd (spacing) det vinkelräta avståndet mellan två närliggande diskontinuiteter. Som regel åsyftas ett medelavstånd mellan ett system av sprickor.
- 3) Utsträckning (persistence). Den längd som man kan observera hos diskontinuiteten, ger en grov uppskattning om hur stor yta den upptar, eller hur djupt den sträcker sig.
- 4) Råhet (roughness). Inre ytråhet och vågighet relativt till medelytan, hos diskontinuiteten. Både råhet och vågighet bidrar till skjuvhållfastheten.

- 5) Väggarnas hållfasthet (wall strenght). Ekvivalent tryckhållfasthet hos diskontinuitetens väggar. Denna hållfasthet kan vara lägre än bergblockens hållfasthet p g a vittring av väggarna. Om sprickväggarna är i kontakt med varandra påverkar denna hållfasthet skjuvhållfastheten i hög grad.
- 6) Apertur (aperture) vinkelrätt avstånd mellan bergväggarna hos en diskontinuitet, där mellanrummet innehåller luft eller vatten, se figur 2.
- 7) Fyllnadsmaterial (filling) material som separerar bergväggarna hos diskontinuiteten. Typiska fyllnadsmaterial är t ex sand, mjäla, lera, breccia, gough, mylonit. Fyllnadsmaterial inkluderar också tunna mineralbeläggningar och läkta diskontinuiteter t ex kvarts eller kalcitgångar.
- 8) Läckning (seepage) genomsippring av vatten och fukt som är synlig i diskontinuiteterna eller i bergmassan.
- 9) Antal ansamlingar (numbers of sets). Antalet spricksamlingar, som innefattas i det korsande spricksystemet. Berget kan dessutom ytterligare vara uppdelat av individuella diskontinuiteter.
- 10) Blockstorlek (block size). Bergblocksstorlekar som avgränsas av den inbördes orienteringen av de korsande sprickansamlingarna och resultatet från avståndet mellan de individuella ansamlingarna. Individuella diskontinuiteter kan ytterligare påverka blockstorleken och blockformen.



Figur 2. Definition av apertur (spricköppning) enligt /3/.

Beskrivning av sprickor och förkastningar

Uppbrytning av berget p g a rörelser i jordskorpan där ingen synlig förflyttning har förekommit kallas sprickor. Sprickorna ger plats för luft, vatten och utlösta kemikalier att infiltrera berget och olika typer av vittring kan ske. Sprickor i sedimentära bergarter består oftast av tre olika sorter; en är parallell med lagringsplanen och de andra är korsande med 90° vinklar. I kalksten och sandsten kan dessa sprickor förekomma åtskilda med flera decimeter. I skiffrar förekommer ofta sprickor med någon centimeters avstånd.

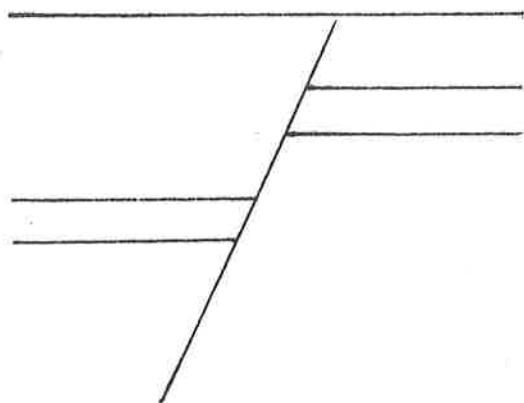
Sprickor i metamorft berg är oftast vinkelräta mot spaltskytan.

Lokaliseringen och arrangemanget av sprickor påverkar mängden överberg, erforderligt tunnelstöd och vattenföring.

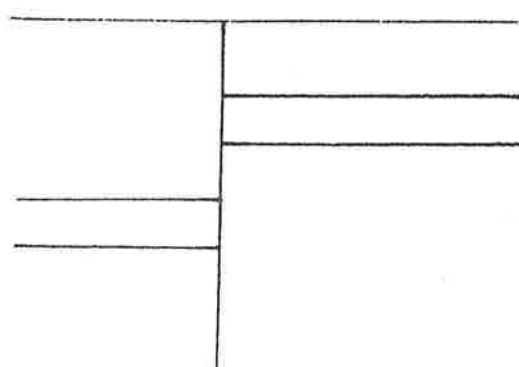
Sprickor i berget som är av ansevärd längd och där en relativ förflyttning av bergmassan förekommit kallas för förkastning. En förkastning har bildats vid rörelser i jordskorpan och kan sträcka sig åtskilliga mil.

Några exempel på olika förkastningar:

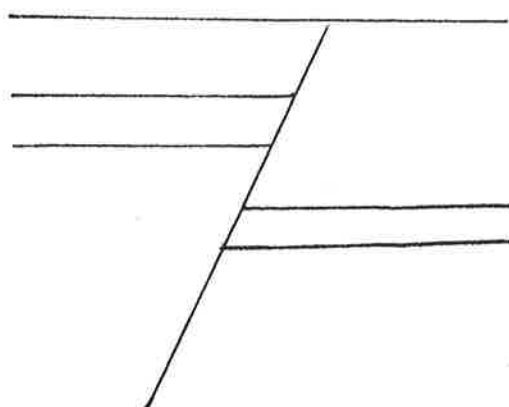
Normal förkastning



Hängväggen sjunker gentemot liggväggen. Stupningen varierar men är i regel inte mindre än 45° . Normala förkastningar uppkommer genom tyngdkraftens inverkan på bergmassan, t ex då en uppvälkning sjunker in vid instörtningar av magmautgjutningar som försvagat jordskorpan underlag.



Vertikal förkastning



Negativ förkastning

Blocken närmar sig varandra eller med andra ord hängväggen höjer sig över liggväggen och skjutes ut över denna. Överskjutningarna hör ihop med kompression av berggrunden.

Många förkastningar består av en enda glidyta. Denna kan vara mycket tydligt markerad i vissa bergarter. I andra bergarter har en förgrening skett på flera glidytor och förkastningen är svårare att urskilja. Om flera mer eller mindre parallella förkastningar ligger mycket nära varandra talar man om en förkastningszon. En sådan zon kan vara flera meter bred. Förkastningar uppträder ofta svärmvis och bildar system av mer eller mindre parallella förkastningar. System av olika ålder kan skära varandra så att mycket invecklade förhållanden uppstår.

En del av materialet längs en förkastningsyta kan bli sönderkrossat och söndermalt. Detta material förekommer ibland hopläkt till en breccia. Finmalt, fuktigt berg bildar ofta en lera som fyller ut utrymmet mellan förkastningssprickans väggar.

P g a sträckning i jordskorpan utgör förkastningsplanen ofta öppna sprickor. Dessa sprickor blir transportvägar för grundvatten och krossat /malt material. Ett exempel på detta fick entreprenörerna för vattenkraftstunneln Viktoria i Sri Lanka erfara /86/. Tunneln drevs genom granitisk gnejs, med band av glimmermaterial som ibland övergår till biotit skiffer. Det största bakslaget vid drivningen inträffade omkring 600 m in i det södra utloppet. Drivningen gick med en lutning på 1:20 genom kvartsrik gnejs.

När man korsade ett kalkstenslager befarades problem. Dessa uteblev, men i stället indikerade sonderingsborrningen förekomst av vatten. Cementinjektering utfördes, men efter en salva började mycket vatten rinna in från fronten.

Manskap och maskiner evakuerades strax innan tonvis med vatten och berg störtade in i tunneln. Man uppskattar att tiotusentals m^3 hade flödat ut. 24 m av tunneln var fylld av fullständigt fragmenterat och malt material som spolats ur en okänd förkastning i kalkstenen. Efter det att allt var utlastat fortsatte material att rinna fram ur en 50 m hög skorsten.

Framför denna stora förkastning fanns flera mindre förkastningar vilka korsar tunnelsträckningen med 45° och med en stupning hos förkastningen på ca 70° .

Förundersökningarna för tunneln inkluderade från början omkring åtta borrhål. Efter det att förkastningen upptäcktes gjordes en omvärdering av geologin längs tunnelsträckningen. En ändring av tunnelsträckningen skulle inte ha varit en lösning då förkastningen skulle ha korsats i vilket fall som helst. En topografisk studie gjord med flygundersökning gav drag som indikerar fler förkastningar.

2.2 Definition av svagt berg /4, 5, 6, 7, 8, 9, 10/

Stabiliteten hos bergmassan vid undermarksbyggande beror på de strukturella förhållandena, på in situ-spänningarna, på bergets hållfasthet samt på öppningens form och storlek.

Det hårdaste berg kan bete sig som en granulär jord om bergmassan är tillräckligt fragmenterad av sprickor och uppkrossning. Under högt tryck och i närvaro av spänningar liksom i närvaro av vatten kan skiffrigt berg likna lera i plasticitet, flytning och svällning. Vittring från en för länge sedan exponerad yta eller spricka kan vittra en för övrigt "frisk" bergart på djupet. Det är alltså inte bara speciella bergarter utan också inverkan från diskontinuiteter och spänningar som ger upphov till svagt berg.

Av de vanligaste bergarterna är det de sedimentära som oftast uppvisar låg hållfasthet.

De sedimentära bergarterna kan delas upp i tre grupper efter sitt ursprung.

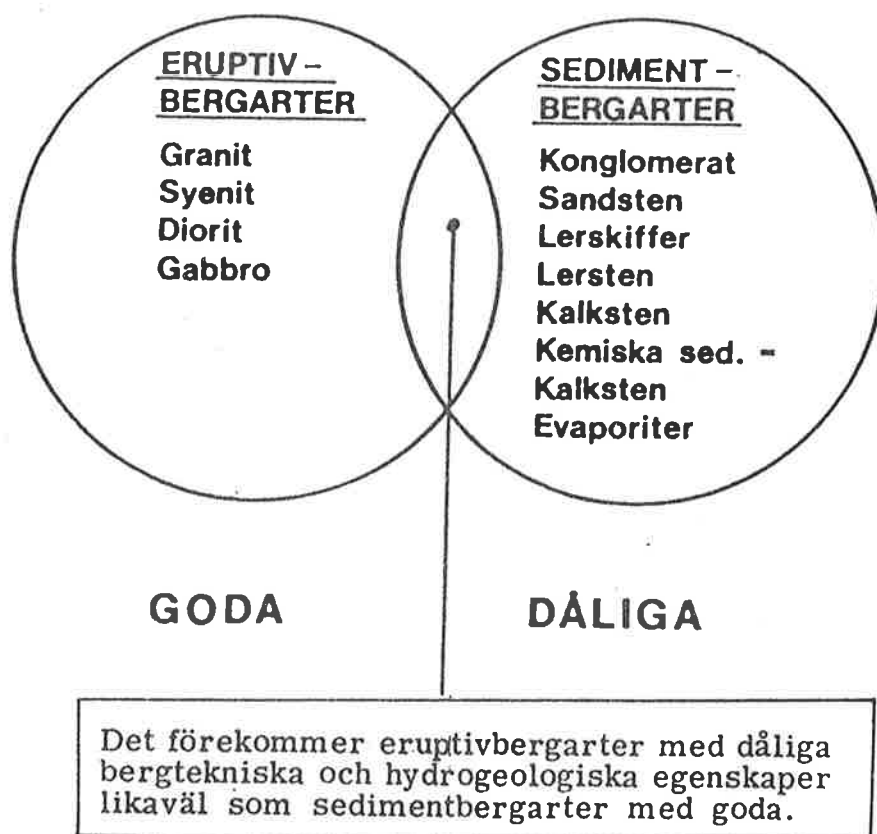
Mekaniskt ursprung	
Grovkornig	Konglomerat, breccia tillit
Medelkornig	Sandsten, arkos, kvartsitsandsten
Finkornig	Mosten, gråvacka lersten, lerskiffer
Kemiskt ursprung	
Kalkhaltiga	Kalkslamsten, oolitisk kalksten, travertin, dolomit
Kiselhaltiga	Flinta
Järnhaltiga	Järnsten
Salter	Stensalt, gipsbergarter
Fosfathaltiga	Fosfatbergarter (delvis)
Organiskt ursprung	
Kalkhaltiga	Biokemisk kalksten, oolitisk kalksten, pisolitisk kalksten
Kolhaltiga	Stenkol
Fosforhaltiga	Fosfatbergarter (delvis)

Figur 3. Sedimentära bergarters indelning /4/.

Hållfastheten kan variera starkt inom en och samma sedimentär bergart beroende på kornens mineralogiska sammansättning, bindemedel och graden av cementering. Dessutom kan många sedimentära bergarter uppvisa mycket lägre hållfasthetsvärden i fuktigt tillstånd.

Ur hållfasthetssynpunkt är hopläkningsgraden (cementeringen) det allra viktigaste. En fullständig porutfyllnad med kvarts i en kvartssand ger en sedimentär bergart med en hållfasthet som är likvärdig med en bra granits (ca 400MPa). En kalksandsten, dåligt hopläkt med kalcit, kan ha en så låg hållfasthet att den närmast kan jämföras med hårt packad lerig sand (Morfeldt /5/).

BERGTEKNISKA OCH HYDROGEOLOGISKA EGENSKAPER:



Sandsten har den mest varierande hållfastheten av alla bergarter. Hållfastheten hos en sandsten beror på vilken typ av material som bildar matrixen. (Matrixen cementerar ihop sandkornen.)

Exempel på typer av matrix vilka formar sandstenar med avtagande hållfasthet (Brekke /6/):

- 1) kiselrika
- 2) kalkhaltiga
- 3) lerhaltiga
- 4) järnhaltiga
- 5) gipsbundna

Väl cementerade, hårda och hopläkta sandstenar, som t ex kvartssandstenar, vilka är hopläkta med SiO_2 och de flesta kalksandstenar, bildar normalt berg med god hållfasthet. Men så fort lerhaltig sandsten finns närvarande kan problem uppstå. Den lerhaltiga sandstenen består av kompakterad sand med lera som bindemedel.

Sandstenar som faller under beteckningen dåligt berg är dåligt konsoliderade. Dylka sandstenar kan ha vissa egenskaper som kan skapa problem.

"Slaking" innebär att berget faller isär p g a ändringar i den omgivande miljön. Det vanligaste är sönderfall av berget p g a upprepade torkning och våtning. Speciellt de lerhaltiga sandstenarna reagerar på detta sätt. Graden av "slaking" beror på vilken typ av lera som formar banden mellan sandkornen. Svällande leror åstadkommer sönderfall av berg i större utsträckning än inaktiva leror.

Ett annat intressant förhållande är det som förorsakas av "flowing ground". Om t ex en tunnel drivs under grundvattennivån i kohesionslöst material uppstår en "flowing ground"-situation, vilket innebär att materialet får flytande egenskaper. "Flowing ground" får man också räkna med vid tunneldrivning genom uppkrossat material. Fenomenet är därför inte enbart knutet till sandstensformationer.

En lerskiffer definieras som en slamsten eller lersten som har sprickighet. Med detta menas att de har små sprickor/sprickanvisningar eller uttalade svaghetsplan, längs vilka de tenderar att splittras upp, antingen vid mekanisk bearbetning eller "slaking". Två typer av lerskiffrar kan återfinnas, kompakterade respektive cementerade skiffrar. Skillnaden mellan de båda typerna är av stor betydelse. De kompakterade skiffrarna har formats genom konsolidering av leravsättningar. Denna typ av skiffer

eller grupp av skiffrar är mycket sämre ur hållfasthetssynpunkt och mycket mer problemalstrande än cementerade skiffrar.

De största problemen i samband med skiffrar vid bergbyggande är "slaking". Slaking är en komplex mekanism som inte är så väl utredd. Den orsakas bl a av att vatten tränger in i svaghetsplanen och sprickorna p g a kapillärkrafterna. Luften i sprickorna komprimeras och berget bryts sönder av det inre trycket. En annan teori menar att berget sprängs p g a skillnader i svällningspotential hos olika mineral, till största delen beroende på de dominerande jonerna i lerorna.

En del skiffrar krymper, spricker eller bryts upp när de torkar.

Skiffrar kan svälla vilket är viktigt att komma ihåg vid tunneldrivning, speciellt utomlands. Typiska områden är Mellanvästern i USA och större delen av Sydamerika.

Ett annat fenomen som bör tas i beaktande är "squeezing ground".

"Squeezing" är associerad med lerhaltiga material och har ett typiskt tidsberoende beteende. Det uppträder som en långsam rörelse som beror på insituspänningarna, vilka kan vara tektoniska eller förorsakade av gravitationen.

Kalksten betraktas normalt som starkt berg, vilket förorsakar få problem vid tunneldrivning. Men några typer av kalksten kan räknas in i samma geologiska familj som skiffrarna vilket kan göra det svårt att avgöra om materialet skall klassificeras som en kalkrik skiffer eller en skiffrig kalksten. Porös och skiktad kalksten eller kalcit kan förorsaka problem vid tunneldrivning om grundvattensituationen förändras. De typer av problem som kan uppstå är upplösning eller karstfenomen.

En annan bergartstyp som kan förorsaka problem är tuff eller vulkanaska. Ofta har vulkanaskan så hög temperatur när den lämnar vulkanen att den "svetsas" samman till en stark bergart. Annorlunda blir situationen när en bentonitisk tuff bildas. I dessa fall måste hänsyn tas till "slaking" och svällning.

Ytterligare en grupp är residual material eller material som kan benämnas avlagringar eller vittrat berg.

COMPARISON OF CLASSIFICATIONS OF WEATHERING PROFILES IN METAMORPHIC ROCKS

III Solid Rock	II Weathered Rock			I Residual Soil			Degree of Pitting
Unw. III	Partly Weathered IIB Rock	Transition from Residual Soil to Partly Weath. Rx. IIA		Saprolite C-horizon IC	B-horizon IB	A-horizon IA	1974
Unw. Rock	Partially weathered zone			Intermediate zone	Upper Zone		1963 Sowers
Solid Rock	Transition Zone			Saprolite	B-horizon	A-horizon	1967 Sowers
Sound Rock	Disintegrated Rock Layer			Young Residual Soil	Mature Residual Soil		1963 Vargas
Rock-Sound/ Fissur.	Weathered Rock			Young Residual soil	Stiff clay or sand	Porous clay or sand layer	1969 Vargas et al.
Fresh	Slightly Weathered Rock	Moderately Weathered Rock	Highly Weathered Rock	Completely Weathered Rock	Residual Soil		Knills + Jones 1965
Fresh Rock	Slightly Weathered Rock	Moderately Weathered Rock	Highly Weathered Rock	Completely Weathered Rock	Residual Soil		Little/ Saunders + Fookes 1970
Rx	RZ-2 (material which is clearly rock-like having been derived from partial decompo- sition of the parent rock)		RZ-1 (a transition zone be- tween residual soil and RZ-2 material; soil-like and rock-like components)		Residual Soil (RS) (does not exhibit rem- nant structure; may have friable rock fragments)		Baltimore Metro
Rel. Sound Rock	Partially Weathered Rock (transition from residual soil to relatively sound rock SPT greater than 100 blows)				Residual Soil		MARTA
Prac. Unw. Rock (FR)	Weathered Rock (WR)			Completely Weathered or Decomposed Rock (CWR)	Residual Soil (RS)		1979 Sancio
	J	WR	D-Wr		D	R.S.	D.C. Metro
	Jointed- Unweathered	Jointed- Weathered (IIB)	Transition Zone (IIA)		Decomposed Rock (IC)	Residual Soil (IA)	

COMPARISON OF CLASSIFICATIONS OF WEATHERING PROFILES IN METAMORPHIC ROCKS

Tabell 1. Olika sätt att beskriva eller karaktärisera vittrat berg enligt Brekke /6/.

I tabell 1 finns ett antal olika sätt att beskriva, eller karaktärisera vittrat berg. Ett av exemplen från tabellen är ett klassificeringssystem från Baltimore i Maryland. Systemet utvecklades för tunnelbanan, som delvis gick genom berg och delvis genom kraftigt vittrade profiler, i huvudsak genom regionalmetamorfost berg; gnejs och glimmerskiffer. Den nedre gränsen i bergkvalitet för bormning och sprängning går ungefär vid RZ-2, där RZ-1 innebär uttag med sköldmetod.

2.3 Bergfaktorers inverkan på borrhning /11, 12, 13/.

Ett bergs borrhbarhet beror på flera olika faktorer. Om man ser till mikroskala och enbart till bergarternas påverkan är det de ingående mineralen och deras sammanfogning som påverkar borrhningen. Hårda mineral som t ex kvarts i en granit gör att berget blir hårt och svårt att borra i samtidigt som man får slitage. Hårda mineral t ex kvarts löst sammanfogade i en sandsten går lätt att borra i men sliter kraftigt på borrhverktygen. Mineralens hårdhet brukar anges med Mohs hårdhetsskala:

10) diamant	repas ej
9) korund	repar lätt topaz
8) topaz	repar lätt kvarts
7) kvarts	repar lätt fönsterglas
6) fältspat	repas av stålfil
5) apatit	repas av kniv
4) flusspat	repas lätt av kniv
3) kalcit	repas av kopparmynt
2) gips	repas av nagel
1) talk	smulas med fingrarna

Alla mineral med en hårdhet omkring 7 eller mer sliter hårt på härdat stål. Dit hör t ex epidot.

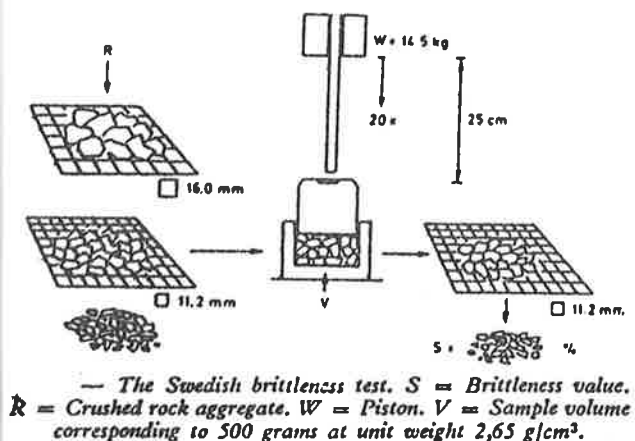
Diskontinuiteter i bergmassan påverkar också borrhningen. Om man borrar i vinkel mot strykningen av skiffrighet eller tätlagring med öppna eller fyllda sprickor vid lagringsplanen tenderar borrhstålet att i långa håll avvika i riktning, antingen parallellt eller vinkelrätt mot skiktningen. I det senare fallet kan borrhstålen fastna och rotationen upphöra med risk för stängbrott.

Uppspruckna och vittrade zoner är ofta fuktiga och vattenspolningen vid borrhningen håller inte undan borrhkaxet så att hålet hålls öppet. Risk finns då för att borrhstålet fastnar eller går av.

Det finns olika sätt att mäta borrhårheten. Ett sätt är utarbetat på Tekniska Högskolan i Norge och kallas "Drilling Rate Index". Man studerade en mängd borrhåringstest i fält och jämförde med laboratoriemätta mekaniska egenskaper från bergprover tagna på samma platser som borrhåringstesten /11/.

I insitutesterna registrerades indrifter i cm/min. Borrkroneslitaget mättes dels som diameterminskning dels i den tid som kunde borraras innan kronan måste bytas ut. Man fann en god korrelation mellan borrhåringresultaten och "Swedish brittleness value". Se fig 4.

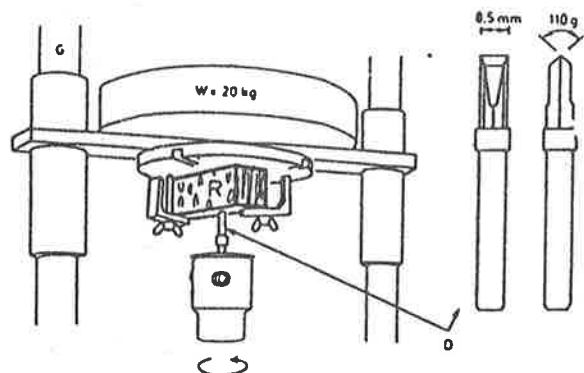
Korrelationen förbättras om sprödhetstalet justeras med Sievers J-värde. Se fig 5.



— Essai suédois de fragilité. S = valeur de fragilité,
 R = agrégat de roc concassé, W = piston, V = volume échantillon correspondant à 500 g à une unité de poids de $2,65 \text{ g/cm}^3$.

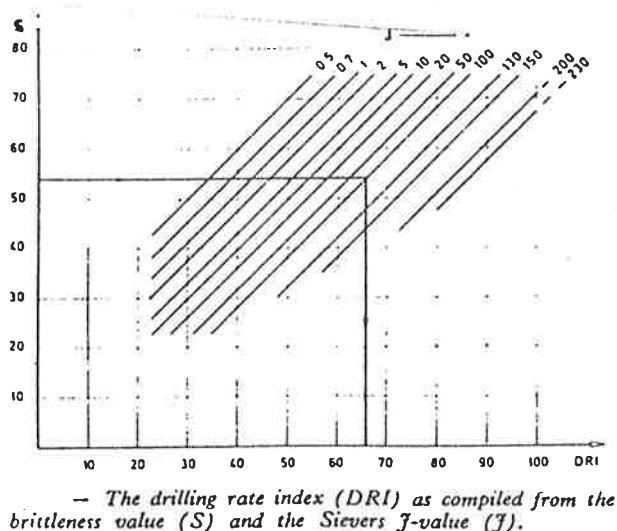
Bild 1 — Schwedischer Sprödigkeitsversuch.

Figur 4. The Swedish brittleness /11/.



Figur 5. Sievers J-värde /11/.

Sivers J-värde måste mätas i borriktningen och för att få fram "drilling rate index" går man in i ett nomogram. Se fig 6.



Figur 6 . Borrbarhetsindex, DRI /11/.

Det verkliga borrhingsresultatet erhålls inte enbart ur borrbarhetsindex utan är också beroende på vilken typ av borrhutrustning som används. Med denna metod tar man inte hänsyn till de makroskopiska strukturerna i bergmassan som, om det är sprickor eller krosszoner, med rätt vinkel mot borrhingsriktningen ökar borrbarheten.

Ett annat sätt att bestämma borrbarheten hos berg är att kombinera fyra egenskaper som inverkar på borrbarheten, nämligen hårdhet, textur, brott och struktur /12/. Genom att visuellt bedöma berget i fråga i de olika egenskaperna, se figurerna 7, 8, 9, 10, och jämföra med tabellerna 2, 3, kan man i fält via kartering grovt uppskatta borrbarheten hos berget.

DRILLING CONDITION	TYPE OF ROCK
Fast	Porous (cellular or filled with cavities)
Fast average	Fragmental (fragments, loose or semi-consolidated)
Average	Granitoid (grains large enough to be readily recognized--average grained granite)
Slow average	Porphyritic (large crystals in fine-grained mass)
Slow	Dense (grain structure too small to identify with naked eye)

Figur 7. Bergets textur /12/.

DRILLING CONDITION	TYPE OF ROCK
Fast	Crumbles into small pieces when struck lightly
Fast average	Brittle (rock breaks with ease when struck lightly)
Average	Sectile (when slices can be shaved or split off and crumble when hammered)
Slow average	Tough (rock resists breaking when struck with heavy blow)
Slow	Malleable (rock that tends to flatten under blow of hammer)

Figur 8. Brottets utseende /12/.

DRILLING CONDITION	TYPE OF ROCK
Fast	Massive (solid or dense, practically no seams)
Fast average	Sheets (layers or beds 4 to 8 feet thick with thin horizontal seams)
Average	Laminated (thin layers 1 to 3 feet thick with horizontal seams with little or no earth)
Slow average	Seamy (many open seams in horizontal and vertical positions)
Slow	Blocky (wide open seams in all directions and filled with earth, or shattered or fissured)

Figur 9. Bergets struktur /12/.

NATURE OF ROCK	FAST	FAST AVERAGE	AVERAGE	SLOW AVERAGE	SLOW
Hardness	8	4	3	2	1
Texture	8	4	3	2	1
Fracture	8	4	3	2	1
Formation	8	4	3	2	1
Total	32	16	12	8	4

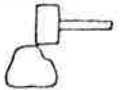
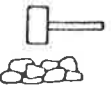
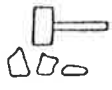
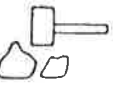
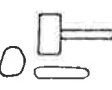
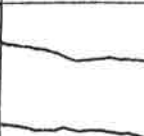
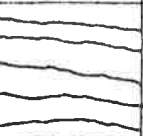
Tabell 2. Poängsystem för sammanställning /12/.

DRILLING CONDITION	FAST	FAST AVERAGE	AVERAGE	SLOW AVERAGE	SLOW
Drillability factor	2.67	1.33	1.0	0.67	0.33
Drilling speed (inches/minute)	20	10	known 7.5	5	2.5

Tabell 3. Borrbarhet och borrsjunkning /12/.

Därefter sammanställer man det hela med ett poängsystem enligt tabell 2 där poängen för de olika förhållandena adderas. I tabell 3 ses på första raden den relativa borrhastighet som en given borrarutrustning har i berg för fem olika borrhållanden. Andra raden visar den absoluta borrarjunkningen. I berg, klassificerat som snabborrat, är borrarjunkningen 0.5 m/min och i berg klassat som långsamborrat är hastigheten 0.06 m/min.

Borrhastigheten vid andra förhållanden kan bestämmas genom att multiplicera den kända medelhastigheten med borrarbarhetsfaktorn.

ROCK CHARACTERISTIC	CLASSIFICATION OF DRILLING CONDITIONS				
	FAST	FAST AVERAGE	AVERAGE	SLOW AVERAGE	SLOW
HARDNESS	1-2	3-4	5-6	7	8-9
<i>The Scale Soft to Hard</i>					
TEXTURE	POROUS	FRAGMENTAL	GRANITOID	PORPHYRITIC	DENSE
<i>The Quality Poor to Good</i>					
FRACTURE	CRUMBLY	BRITTLE	SECTILE	TOUGH	MALLEABLE
<i>The Break</i>	 <i>crumbles</i>	 <i>easy</i>	 <i>splits</i>	 <i>hard</i>	 <i>flattens</i>
FORMATION	MASSIVE	SHEETS	LAMINATED	SEAMY	BLOCKY
<i>The Lay</i>					

Figur 10. Bergborrningskaraktärstika /12/.

Tabell 4 Sammanfattar ovanstående resultat. I tabellen anges en relativ borrhastighet samt bergarter.

Characteristics	Mohs hardness	Comparative drilling speed	Rock type
Texture-loose Breakage-Brittle to Shaving	1 - 2	> 1.5	Shale Schist Ohio sandstone Indiana limestone
Texture-loose Grained to Granitoid Breakage-Brittle to Shaving	3 - 4	1.0 - 1.5	Limestone Dolomites Marbles Porphyries
Texture-Granitoid to Fine Grain Breakage-Strong	4 - 5	0.6 - 1.0	Granite Trap Rock Most Fine Grained Igneous Most Quartzite Gneiss
Texture-Fine Grain to Dense Breakage-Malleable	6 - 8	< 0.5	Hematite (Fine Grained, Grey) Kimberly Chert Taconite

I ovanstående tabell har borrhningen jämförts relativt Burre granit (1.0).

Tabell 4.

2.4 Bergfaktorers inverkan på sprängning /14-22/.

De viktiga bergegenskaperna som påverkar sprängningsresultatet enligt Hagan /14/ är:

- 1) Dynamisk tryck- och draghållfasthet
- 2) Poissons tal
- 3) E-modulen
- 4) Inre friktion
- 5) Densitet
- 6) Grad av anisotropi och heterogenitet
- 7) Vatteninnehåll
- 8) Närvaro av in situ-spänningar

Eruptiva och metamorfa bergarter är vanligen de mest svårborrade och svårsprängda bergarterna. Starkt homogent berg av denna typ kräver ofta att borrhålen placeras tätt. Svagare berg och/eller laminerat berg kan sprängas tillfredsställande med färre borrhål och med större hålavstånd.

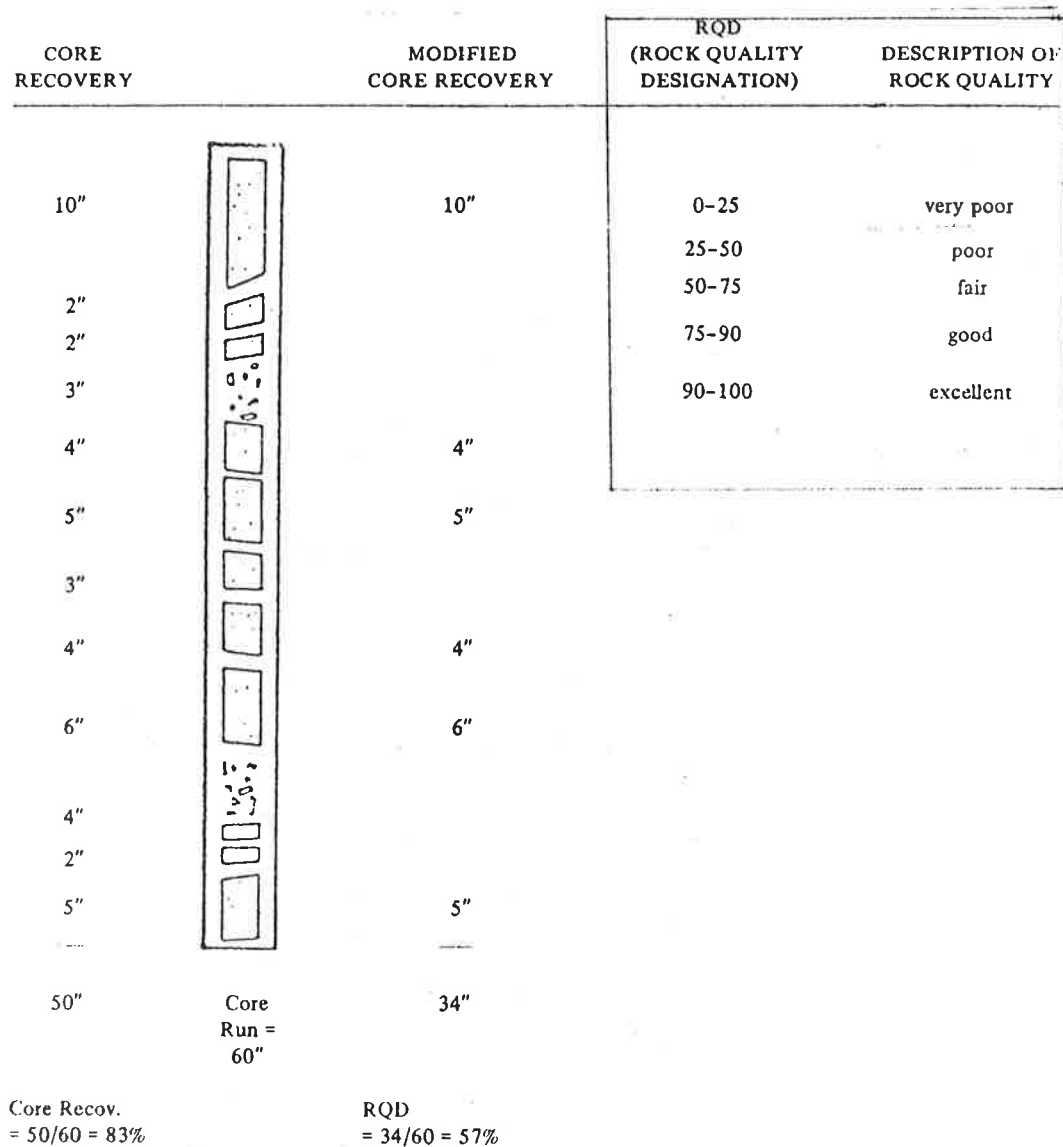
I direkta närheten till en detonerande laddning, bestäms fragmenteringen av bergartens kornstorlek. De småskaliga sprickorna tenderar att utbreda sig längs korngränser hellre än genom själva kornen. I mycket finkorniga bergarter (t ex basalt, ryolit eller andesit) kan graden av fragmentering bli så stor att fragmenten sintrar ihop i tunnelkilen. Mikrosprickor har en stor effekt på hållfasthets- och elasticitetsegenskaper hos berg, speciellt under förhållanden med låg statisk belastning och litet vatteninnehåll.

Poröst berg är speciellt känsligt för inverkan av porvattentrycket vilket reducerar kompressibiliteten och minskar tryck- och skjuvhållfastheterna. När sådant berg blir vattenmättat intensifieras sprängeffekten avsevärt.

Onormalt låg utbredningshastighet i granit i torrt tillstånd, jämfört med vattenmättade prov, indikerar att en stor mängd mikrosprickor finns i detta bergprov. Detta förhållande ger en enkel metod för att bestämma mikrosprick-porositeten i berget.

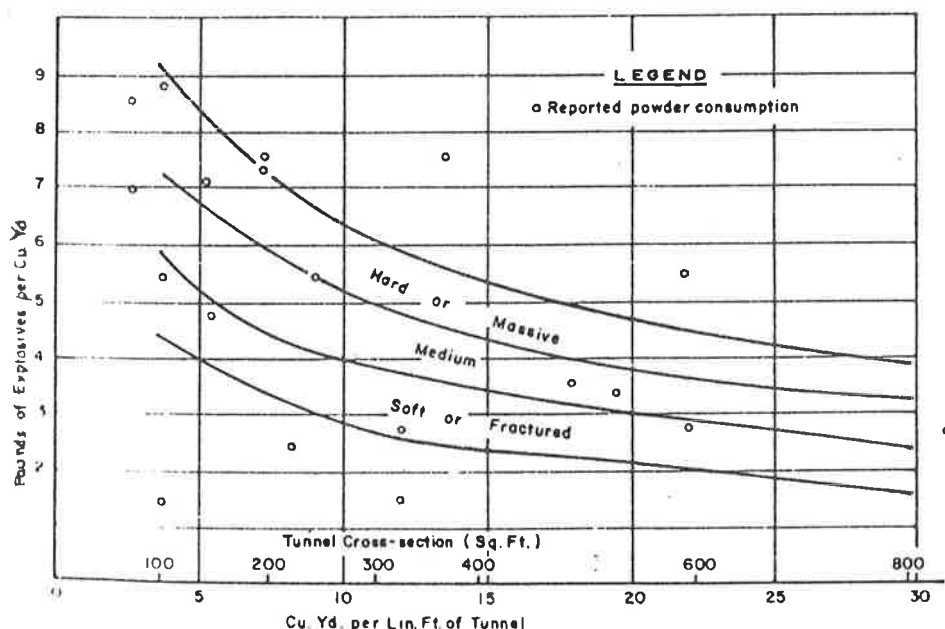
Inverkan av makrosprickor i en bergmassa överskuggar ofta bergets mekaniska och fysikaliska egenskaper.

Ett sätt att bestämma ett bergs sprickfrekvens är att bestämma RQD-värdet. Se figur 12. Berg med lågt RQD-tal kräver mindre sprängämne än berg med högt RQD-tal. Hårda massiva formationer kräver mer sprängämne än mjukare formationer.



Figur 11. Jämförelse mellan RQD och % återfunnen kärna /12/.

Sprängämnesåtgången kan variera från 5 kg/m^3 i massiv, hård granit i en tunnel med en diameter av 3.4 m till mindre än 1 kg/m^3 i en mjukare och mindre massiv formation för en tunnel med stor diameter. Se figur 11.



Figur 12. Sprängämnesåtgång /12/.

Utvecklingen mot billigare sprängämnen (ANFO) har ökat trenden mot grövre borrhål med motsvarande större försättning och hålavstånd. Därför har effekten av geologiska diskontinuiteter blivit mer uttalade, då fler diskontinuiteter kommer att uppträda i området mellan hålen.

Bland de geologiska diskontinuiteterna är sprickor de vanligast förekommande i många bergarter. De stängda sprickorna påverkar inte transmissionen av tryckvågor, medan de fyllda och öppna sprickorna har en annan akustisk impedans som ger en reflektion av tryckvågen. Om den reflekterade vågen är tillräckligt stark fås en nybildning av sprickor. De radiella sprickorna, som de tangentiella spänningarna ger upphov till i sprickfritt berg upphör att propagera när de möter existerande sprickor.

Om en öppen spricka korsar den laddade delen av ett borrhål expanderar spränggasen sprickan genom kilverkan. Gasen strömmar ut utan att ha uträttat något arbete. Det sprickiga berget ger ibland sämre fragmentering

än det homogena p g a dämpningen av tryckvågen och gasförluster i sprickorna. De geologiska diskontinuiteterna skapar också obalans i fördelningen av laddningen och ger en ojämn fragmentering.

Ash /15/ har summerat effekter av strukturella diskontinuiteter på sprängningsresultatet.

1. Berget sönderfaller lättast längs sprickor och lagringsplan.
2. Sprickfritt berg ger en mer likformig fragmentering (storleksmässigt).
3. Överberg erhålles när sprickor öppnar sig längs svaghetsplanen.
4. Vid intervallsprängning kan en detonerad laddning flytta berget längs lagringsplan, så att intilliggande ännu ej sprängda hål skärs av.
5. Motståndet mot sprängning skiljer sig i de tre olika rymdriktningarna.
6. Det generella utseendet hos den utbrutna öppningen och den totala mängden material som bryts, har en stark knytning till bergstrukturen.
7. När lagringsplan, sprickplan och foliation stupar in mot ett dagbrott, eller ett utbrutet rum, förorsakar sprängning mot stupningen bakåtbrytning och försvårar avlägsnandet av berg vid sulan.
8. Brytningsresultatet påverkas ej av hålriktningens orientering relativt de strukturella planens orientering i material som takonit, men motsatsen gäller för material med uttalad lagring som t ex oljeskiffrar och lerskiffrar.
9. Om borrhålen är mycket inspända resulterar detta i gaddar eller överberg samt större markvibrationer.

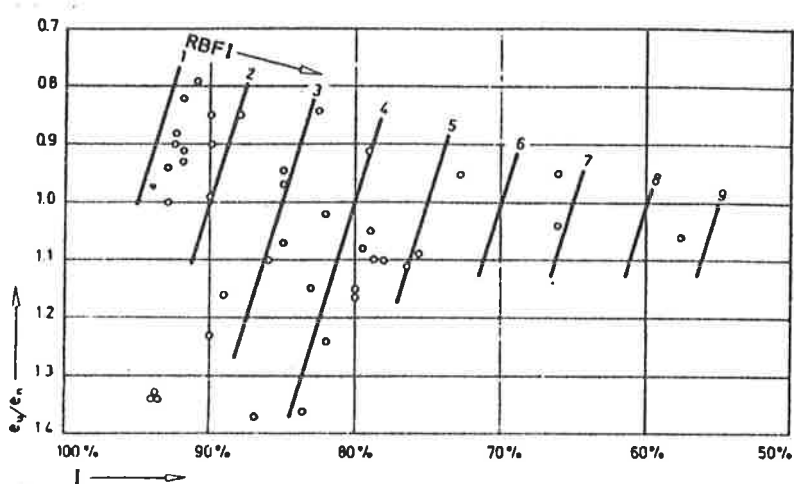
Ur ingenjörsgelogisk synpunkt är det viktigt att utveckla ett klassificeringssystem för bergstrukturens inverkan på sprängningen. På NTH har man under ett flertal år arbetat med detta, och utfört en undersökning på 50 olika tunnelbyggen i Norge. Jämförelse mellan borrhings-, laddnings- och sprängplaner och indrifter, resulterade i "Resistance to Blasting Field Index RBFi" av Bergh-Christensen och Olsen /16/.

I de utvalda tunnlar används normala borrhings- och sprängningsplaner. Dessa är fasta och jämförs med bergparametrar.

Indriften i procent av borrhjupet är den känsligaste indikationen på variationer i bergmassan. Indriften är naturligtvis också beroende av laddningskoefficienten e_v/e_n där e_v betecknar specifika laddningen som använts och e_n betecknar en referensladdning som används vid normala tunnelsprängningar.

$$e = \frac{\text{laddningsvikt/salva}}{\text{area} \cdot \text{borrdjup}}$$

Förhållandet mellan den använda enhetsladdningen och "normal" enhetsladdning och procent indrift ger RBFi, definierad enligt figur 13.



Figur 13. Resistance to blasting field index (RBFi) as defined by unit charge used/normal unit charge (e_u/e_n) and advance in per cent of depth drilled (I). /16/.

Resistance to Blasting Laboratory Index RBLI anges via följande formel;

$$RBLI = 1.981 v_{\max}/v_{\min} - 0.008 \cdot \sigma_{\min} + 4.478\gamma - 0.029\mathcal{J} + 11.160$$

där *RBLI* = resistance to blasting laboratory index.

$v_{\max}/v_{\min}$ = sonic anisotropy of rock, where

$v_{\max}$ = highest sonic velocity measured in rock sample, and

$v_{\min}$ = lowest sonic velocity measured in rock sample.

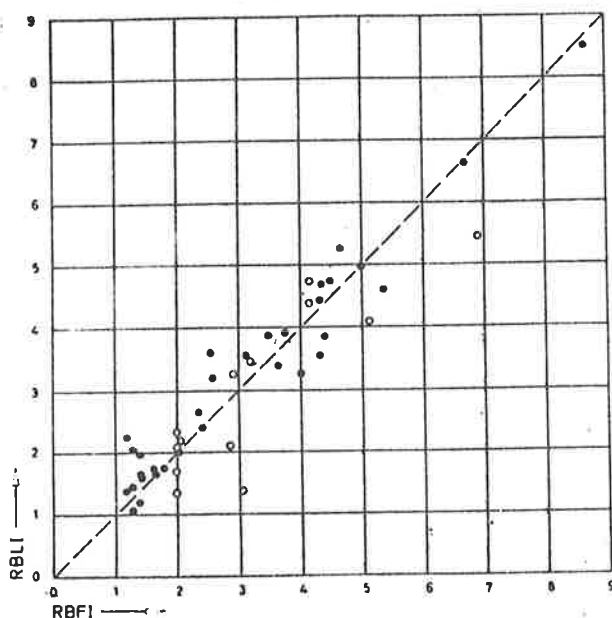
For foliated rocks, $v_{\max}$ and $v_{\min}$ is the sonic velocity in directions respectively parallel to and perpendicular to foliation.

$\sigma_{\min}$ = lowest tensile strength of rock sample (kgs/cm²). For foliated rocks $\sigma_{\min}$ is measured in the direction perpendicular to foliation.

γ = specific gravity of rock (g/cm³).

$\mathcal{J}$ = average number of primary joints intersecting the volume of one round.

Korrelationen mellan RBLI och RBFI visas i figur 14.



Figur 14. Korrelation mellan RBLI och RBFI /16/.

Förutom regressionsanalysen som gett ovanstående gjordes en geologisk analys. Erfarenheterna visar att berg som orsakar problem vid sprängning generellt kan hänvisas till en av följande tre kategorier;

- Kategori 1 karaktäriseras av hög spec. vikt, hög intergranulär kohesion (starka kornförband) och en slumpartad orientering av mineralkornen, vilket gör berget fysikaliskt isotropt. I laboratoriet visar dessa bergarter hög draghållfasthet och låga "brittleness"- (spröd- hets-) -värden. Typiska exempel är gabbro, grönsten och breccior. Huvudproblemen med dessa bergarter tycks vara den höga draghållfast- heten, d v s det stora motståndet mot sprickinitiering och propagering.
- Kategori 2 inkluderar berg som är svagt och sprött, som har låg intergranulär kohesion (lösa kornfogar) och litet motstånd mot dynamiska spänningar. I laboratoriet kännetecknas dessa av höga "brittleness"-värden och låg draghållfasthet i alla riktningar. Vissa typer av spröda graniter, gnejsrar, kristallina skiffrar och marmor hör till denna kategori.

Ett typiskt exempel på misslyckad sprängning i dessa bergarter är en pulverisering av berget intill det laddade hålet, medan berget mellan hålen lämnas nästan opåverkat. Vid sprängning med de sprängämnen som man normalt använder i tunneldrivning förefaller dessa bergarter för "veka" att ge en effektiv energiöverföring från detonationen till berget som skall sprängas.

- Den tredje kategorin av berg förorsakar specifika svårigheter vid sprängning. Berget karaktäriseras av ansevärt innehåll av skiviga mineral (glimmer, klorit) och ibland fibrösa/asbestmineral som förekommer parallellorienterade i mer eller mindre kontinuerliga lager. Mekaniskt är dessa bergarter kraftigt isotropa med rätt stor vågutbredningshastighet och hög draghållfasthet parallellt med foliationen och mycket låg vågutbredningshastighet och draghållfasthet vinkelrätt mot foliationen. Typiska exempel är glimmerrika, kristallina skiffrar.

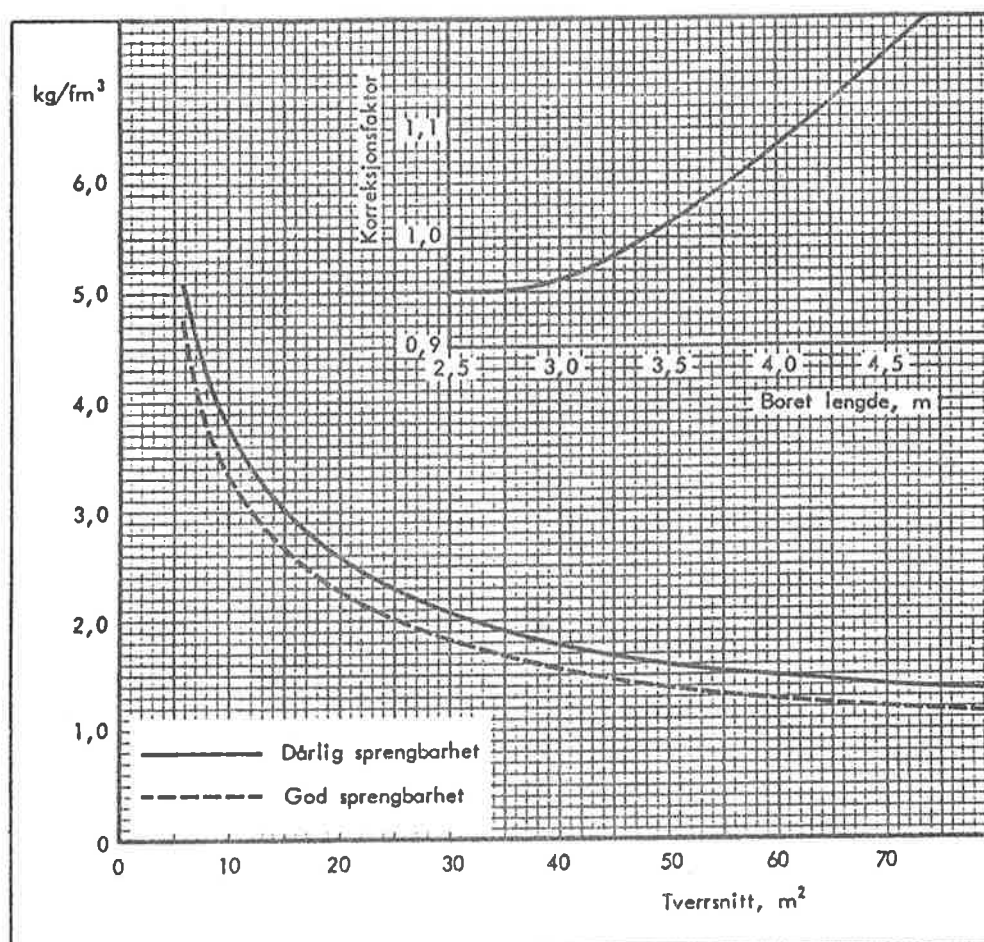
Sprängningssvårigheterna i dessa bergarter beror huvudsakligen på kraftig inverkan av anisotropin på uppsprickningsmönstret, utvecklat runt de laddade hålen. Berget spricker lätt upp längs foliationsplanen men sprickpropageringen vinkelrätt mot planen begränsas av den höga draghållfastheten i skikten och också av den starka dämpningen av den av detonationen initierade dragvågen.

De testade bergarterna från fältuppföljningar med normala sprängningsresultat ($RBFI < 2.5$) visar alla moderat sonisk anisotropi $v_{\max}/v_{\min} < 1.3$. Draghållfastheten $\sigma_{\min}$ är 90-140 kp/cm^2 och spec. vikt är 2.60-2.75 g/cm^3 .

I majoriteten av de fältuppföljningar där sprängningssvårigheter förekom var berget mycket massivt. Normalt är det en fördel om bergmassan är något uppsprucken för att lossprängningen skall förbättras. Detta indikeras av sprickantalet J som finns i regressionsekvationen för $RBLI$.

Det förefaller som om det vore en fördel för svårt berg i kategori 2 med en långsammare detonation, med högre gastryck som verkar under en längre tid. För kategori 3, svårt berg, förefaller det att vara en fördel att öka den oladdade borrhålsvolymen i kilen.

Norska tekniska högskolans tekniska rapport 2-79 visar sprängämnesförbrukningen kontra tvärsnittsarean för berg med god resp. dålig sprängbarhet.



Figur 15. Sprängämnesförbrukning.
Konventionellt sprängämne, 45 mm borrhålsdiameter och parallellhålssprängning, salvdjup 3.40 m. Korrektionsfaktor för salvdjup annat än 3.40 m enligt Johanssen et al /17/.

God sprängbarhet: Grovkorniga graniter, syeniter och kvarsiter

Dålig sprängbarhet: Metamorfa bergarter med skiffrig struktur, ofta med stort glimmerinnehåll och låg tryckhållfasthet, t ex kristallina skiffrar i Rana-området.

	Hålavstånd	Försättning
God sprängbarhet	0.85 - 1.00 m	0.80 - 0.90 m
Dålig sprängbarhet	0.75 - 0.90 m	0.70 - 0.80 m

3 BORRTEKNIK

Utvecklingen har gått mot ett alltmer mekaniserande av borrhningsförfarandet och hydraulmaskiner har på senare tid nästan helt ersatt de luftdrivna.

Vid anläggningsdrivningar under jord levereras idag enligt Atlas Copco till 95 % hydraulborriggar. Denna trend är vanlig i högmekaniserade länder som har tillgång till kvalificerad arbetskraft, energi och god ekonomi.

I mindre mekaniserade länder kan dock handhållen borrhning fortfarande vara det enda alternativet vid drivning av mycket små tunnlar eller drivning under extremt svåra förhållanden.

Med hydraulborrhning har man möjlighet att noggrant kunna reglera slagtal, matningstryck och rotationshastighet för bästa anpassning till aktuella geologiska förhållanden.

Från Atlas Copcos databank "COPREF" har en sammanställning på data för olika bergborrningsmaskiner i olika typer av berg utförts Hamrin /23/. Se tabell 5.

Plats och bergart	Tryck- hållf. MPa	Borrmaskin hydraul, luft	Rek.arbetsstryck till Slagv.rot.matn.				Varv- tal rpm	Hål dim mm	Krontyp livsl. m	Verkl. borrsj. m/min	Förväntade problem o åtgärder
Sköddvik Granit	196	Cop 1038 HD	200	45	80	160	45	B	438	1.80	
Nynäshamn Granit-Gneis	147	Cop 1038 HD	190	60	85	250	45	B	538	2.07	
Korsnäs-Marma Granit	143	Cop 1038 HD	190	45	70	190	45	X	400	1.60	
Färöarna Basalt	125	Cop 1038 HD	210	55	70	200	48	X	3140	2.50	
Wolwerwart Kalksten	165	Cop 1038 HD	210	55	60	160	45	B	1650	2.10	
Dalen Kalksten	112	Cop 1038 HD	210	50	60	160	48	X	1300	1.35	
Gen Blument. Sandst.	154	Cop 1038 HD	210	70	60	180	43	X	350	2.45	
Chuquicamata Sandst.	147	Cop 1038 HD	195	50	70	220	45	B	830	2.60	
Aitewaron Sandst.	100	Cop 1038 HF	210	45	55	235	45	B	794	3.05	
Sulitelma Amfibolt	115	Cop 1038 HD	200	50	80	220	45	B	331	1.50	Tough rock
Skiffer	max 60	} Cop 42012 ROTARY	* 1500kp				490	48	ROT 800	4.00	Homogent
Sandst.	max 160		* 1500				490	48	STRATAPAX 1000	4.00	berg

* Matn.kraft.

X = korsskär

B = button bit

Tabell 5. Data från atlas Copco:s databank "COPREF", X = korsskär och B = button bit /23/.

Citat från undersökningen:

"Den slutsats man kan dra av tabellens värden är att varken tryckhållfasthet eller bergart ger någon användbar parameter för anpassning av borrarutrustningen. Det är svårt, för att inte säga omöjligt, att hitta ett pålitligt samband.

'Bergkraven' är i detta fall beroende på en kombination av tryckhållfastheten, bergets seghet och håldiametern. Det blir bra borrarjunkning i ett hårt berg om detta är sprött, dåligt i löst berg om detta samtidigt är segt.

Borrkroneslitaget i sin tur beror av kiselhalten samt hur hårt kiselpartiklarna är cementserade, dessutom inverkar bl a spolvattentrycket.

Slutsatsen blir att borrarutrustningen för varje projekt måste utvärderas med utgångspunkt från aktuella förutsättningar. Vi har även en fortlöpande teknisk utveckling att ta hänsyn till. Rekommendationen blir därför att i samråd med leverantören av borrarutrustning försöka finna en passande lösning.

Några riktlinjer kan ändå ges. Hydraulbormaskiner rekommenderas generellt:

För hårt berg - från 120 MPA och uppåt - lämpar sig standardversionen COP 1038 HD. För löst till medelhårt berg, upp till 150 MPA, är högfrekvensversionen COP 1038 F som regel att föredra. Denna ger bättre borrarjunkning och längre livslängder på borrarstålen än COP 1038 HD.

Stiftborkronor rekommenderas generellt. Kronor med korsskär kan vara att föredra i verkligt sega bergarter.

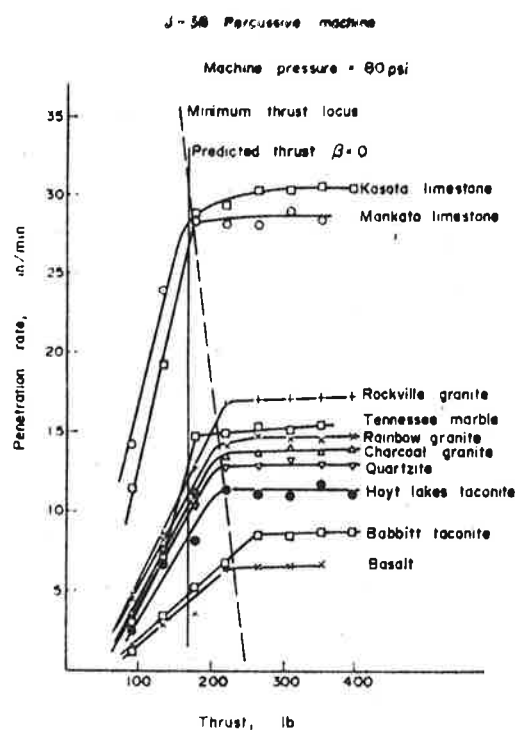
Rent roterande borrarning med rotationsbormaskinen COP 420 och hårdmetallborkronor kan användas i berg med tryckhållfasthet upp till 60 MPA. Berget skall vara homogent och hårdare inslag får ej förekomma.

Roterande borrarning med COP 420R och Stratapax-kronor kan användas i berg upp till 160 MPA. I de flesta fall är dock slående borrarning att föredra."

Hustrulid /24/ visar i figur 16 sambandet borrarjunkning - matningskraft för några olika bergarter.

Ett allvarligt problem vid tunnelbollarning är kontrollen av stickningen. En för stor stickning leder oftast till ökade driftsförstärkningar eftersom tunnelarean ökar. Vid permanentförstärkning blir då betongåtgången betydligt större eftersom volymen överberg blir stor.

Stora borrarriggar är naturligtvis inte lika flexibla som t ex handhållen bollarning.



Figur 16. Sambandet borrarjunkning och matningskraft, enligt Hustrulid /24/.

Vid drivning i lerhaltigt material blir sulan täckt av lervälling vilket medför att tyngre aggregat till skillnad mot lättare aggregat har större benägenhet att fastna.

Moderna riggar borrar emellertid snabbt och med god precision ut en mycket stor area och bidrar till en hög produktivitet.

Aggregatet kan vara utrustat med skrotnings- förstärkningsplattform vilket innebär att driftsförstärkningsarbetena kan pågå samtidigt som borrarningen. Speciellt under dåliga förhållanden är detta mycket önskvärt.

3.1 Krontyper

Stiftborrkronan blir allt vanligare och ger betydligt längre slipintervall än krosskär och x-skärkronan. Ofta kan man borra hela salvan utan att byta borrkrona och kostnaderna för slipning är avsevärt lägre för stiftkronor jämfört med skärkronor. Stiftkronor ger också högre borrsjunkning än kronor med skär. I löst berg kan det dock inträffa att borrsjunkningen blir sämre om stiften sticker ut så lite att stålet går mot hålbotten och hindrar ytterligare inträngning. Stiftborrkronan finns i dimension från $\varnothing$ 35 mm.

Sandvik föreslår följande för omslipning och livslängder. Se figur 17.

Antal slipningar i tunnelborrning

Produkt	Antal omslipningar	
	Förlitande berg	Berg, som ger liten eller ingen förlitning
HELSTÅNGSBORRAR	10—15	5
GÄNGADE SKÄRBORRKRONOR	12—18	6—8
GÄNGADE STIFTBORRKRONOR***		

Slipintervall

Olika bergarter ger olika slitage. Normalt känner man slipintervallet genom erfarenhet eller fastställer det genom provborring. Om man måste beräkna livslängden utan att ha möjlighet att provborra, kan man använda följande grova riktvärden.

Livslängder för hårdmetall- produkter i tunnelborrning

Produkt	Förlitande berg	
	Berg, som ger liten eller ingen förlitning	
HELSTÅNGSBORRAR		
Slipintervall bormeter	20—25	150*
Livslängd bormeter	200—300	700—800**
GÄNGADE SKÄRBORRKRONOR		
Slipintervall bormeter	20—25	150*
Livslängd bormeter	250—350	900—1200**
GÄNGADE STIFTBORRKRONOR***		
Slipintervall bormeter	100—150	300
Livslängd bormeter	300—600	1200—1500**

* Även om ingen förlitning syns, bör skären slipas efter ca 150 m borming (300 m för stiftborrkronor), för att ta bort ytskiktet med utmattningssprickor (reptilhud), som vid fortsatt borming fördjupas och orsakar skador i hårdmetallen.

** Väsentligt högre livslängder förekommer, men risken för utmattningsskador ökar snabbt.

*** Trubbiga stift har mindre inverkan på borrsjunkningen vid små krontdimensioner. Vid tunnelborming kan man därför ofta få lika god total bormingsekonomi om man helt avstår från slipning eller utnyttjar längre slipintervall och slipar ett mindre antal gånger. Förutsättningen är dock att borrsjunkningen behålls på en acceptabel nivå och att belastningen på stiften inte blir så stor att hårdmetallen bryter.

Figur 17. Omslipningar och livslängder för olika krontyper. /25/.
Förlitande berg är berg med högt kvartsinnehåll.

Sandvik visar i följande figur valet av kronsort och hårdmetallsort.

Ort- och tunnelborrning

VAL AV KRONTYP OCH HÅRDMETALLSORT



A. Centrum för användningsområdet
B. Rekommenderat användningsområde

Siffrorna i symbolen anger hårdmetallsort
HD - Robust (Heavy Duty)
R - Retrac

Förlitnings-
typ och
typ av berg

Krontyp
Alternativ 1

Alternativ 2

Mycket perifer-slitande		
Mycket höjdför-slitande		
Måttligt höjdför-slitande		
Sprickigt berg		
Löst berg ≤ 1200 bar		

Hårdmetall-sorter

Sort 40 är en speciellt slitstark hårdmetall, som kan utnyttjas i stiftborrkronor. Den ger ett slipintervall för stiftborrkronor som är 4--5 gånger längre än för skärkronor.

Sort 84 har en avvägning mellan slitstyrka och seghet, som är ekonomisk i de flesta fall vid drifterborrning.

Sort 42 är slitstarkare än sort 84 och kan vara ett alternativ i berg som ger stor höjdsitage.

Figur 18. Val av krontyp och hårdmetallsort. /25/.

Sandvik har en ny generation stiftborrar, speciellt framtagna för varierande bergarter. Se figur 19.

	NON-ABRASIVE ROCK	NORMAL ABRASIVE ROCK	VERY ABRASIVE ROCK
HOMOGENEOUS ROCK	Choice 1  Type 02  Type 04	Choice 1  Type 02  Type 04	 Type 05  Type 03*
FISSURED OR BANDED ROCK	 Type 04	 Type 04	 Type 05  Type 03*
EASY DRILLED ROCK	 Type 04	* Type 03 is an alternative to 05 only for 38 and 43 mm bits.	

Figur 19. Borrkronor för olika bergartstyper. /25/.

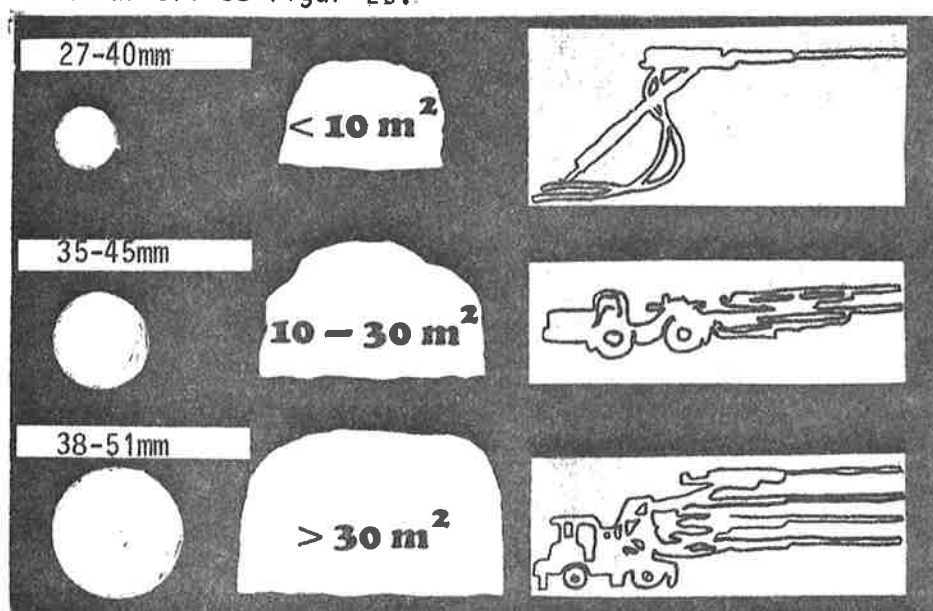
Borrkronan för lösare berg är försedd med ett centrumspolhål samt fem periferistift och 2 mindre centrumstift. Periferistiften för lösare berg är rundare, vilket medför mindre risk för fastborrning (bättre rotation). Periferistiften är också mindre än stiften i kronor avsedda för hårdare berg.

Vid pallborrning i dåligt berg bör retrac-kronor användas för undvikande av fastborrning.

3.2 Håldiameter och håldjup

Håldjup och -dimension väljes efter de geologiska förhållandena eller av restriktioner från omgivningen. Generellt kan sägas att man i dåligt berg måste minska håldjupet och eventuellt öka håldimensionen. Grövre borrarade hål behöver dock inte betyda att man ökar sprängämnesmängden per hål. I dåligt berg minskas laddningen genom ändrad kopplingsgrad, dvs förhållandet laddad diameter/borrad diameter.

Sandvik visar i 'Handbok bergborrning' förslag till håldimension för olika areor. Se figur 20.



Figur 20. Håldimension för olika tunnelareor. / 25/.

Sprängämneshöjningen per meter tunnel är större vid grövre håldimensioner, speciellt vid små och medelstora tunnelareor. En liten håldiameter ger dessutom följande fördelar:

- högre borrarjunkning, kortare borrarntid
- lägre kostnad för maskinutrustning
- starkare tunnelprofil med lägre kostnad för skroting och förstärkning

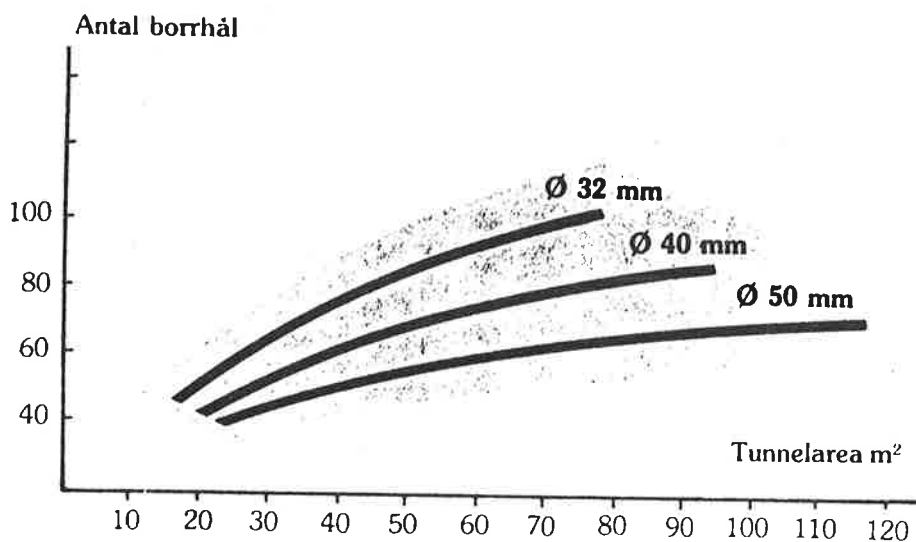
Nackdelar med små borrhål är:

- större risk för fastborrning
- ökad hålavvikelse

3.3 Borrplan

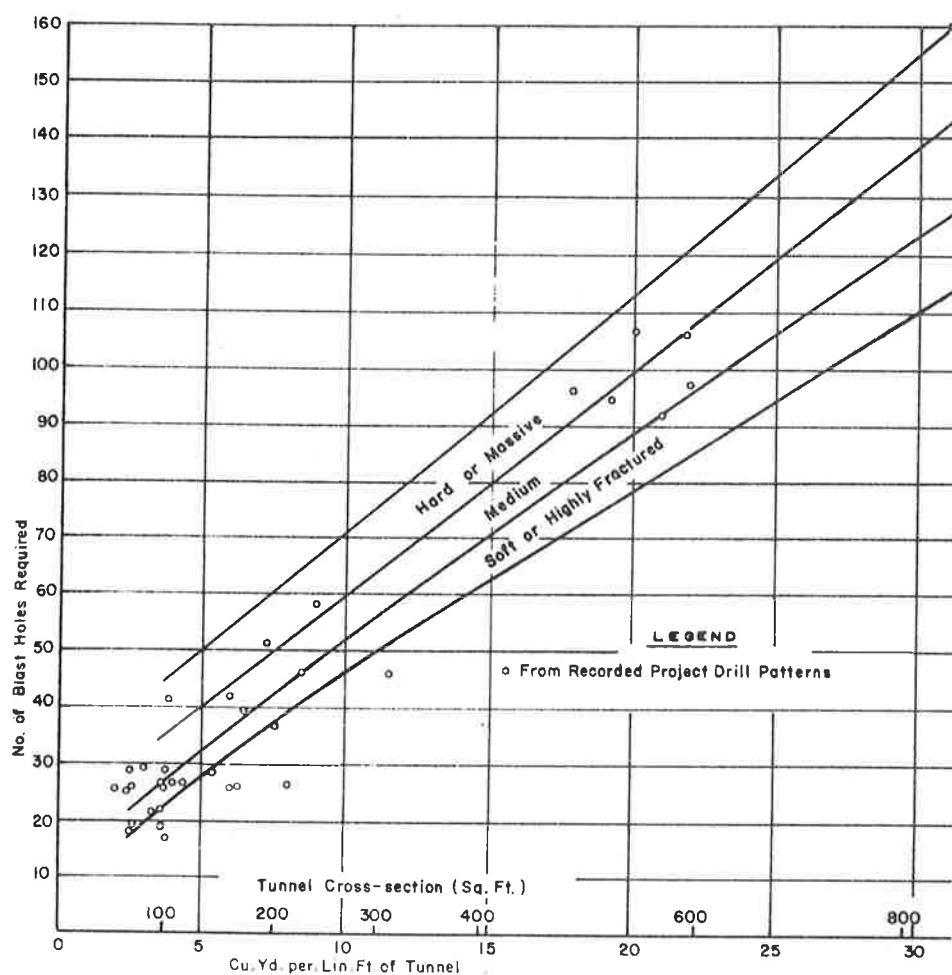
Hålsättningen representeras av den specifika borrhningen. Allmänt inom bergsprängning gäller som bekant att ju mer lättspängt berget är desto lägre specifik borrhning krävs. Detta gäller även under jord men inte alls i den utsträckning som ovan jord. Så länge skillnaden i bergförhållanden inte är alltför stor ändras den specifika borrhningen knappast alls. Först vid riktigt stora avvikelser från våra normala svenska förhållanden kan man räkna med en minskad specifik borrhning.

Hålantalet beror på bl a tunnelarean, håldimensionen och bergartstypen. Figur 21 visar antalet erforderliga hål för olika håldimensioner som funktion av tunnelarean.



Figur 21. Antal hål för olika håldimensioner som funktion av tunnelarean. /25/.

Figur 22 visar antalet erforderliga hål i olika hårda bergarter som funktion av tunnelarean.



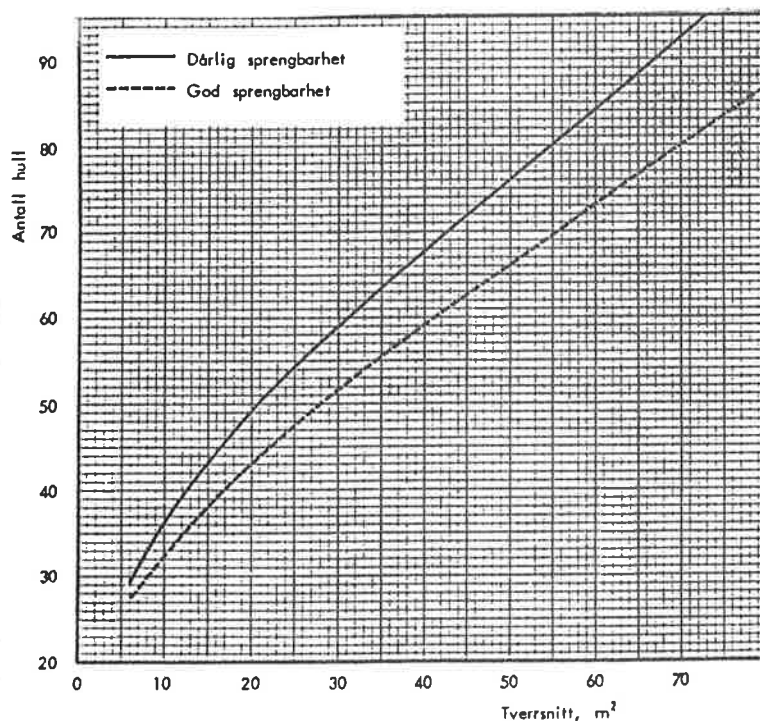
Figur 22. Antal borrhål vid varierande bergartshårdhet som funktion av tunnelarean. / 12/.

Hålantalet kan alltså minskas ca 25 % vid sprängning i mjukt eller uppsprucket berg jämfört med vid sprängning i hård eller massiv bergart.

NTH:s rapport 2-79 /17/ om tunneldrivning anger följande data för berg med bra resp dålig sprängbarhet (def., se geologidelen), och föreslår

	Hullavstånd	Forsetning
God sprengbarhet	0,85 - 1,00 m	0,80 - 0,90 m
Dårlig sprengbarhet	0,75 - 0,90 m	0,70 - 0,80 m

enligt figur 23 ett samband mellan bergets sprängbarhet och hålantal. Skillnaden i sprängbarheten är inte så markant men blir större då arean ökar.

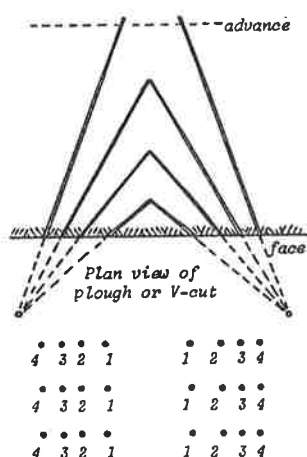


Figur 23. Sprängbarhetens betydelse för antalet hål. / 17/.

Vid tunneldrivning under skiftande geologiska förhållanden bör borrh- och laddplan varieras så att de bäst överensstämmer med de rådande förhållandena. Detta kan speciellt vid schaktsänkning vara svårt. Då bör man i stället göra borrh- och laddplan efter det bästa berget, ty det är besvärligt att lasta ut en salva som ej orkat slå ut.

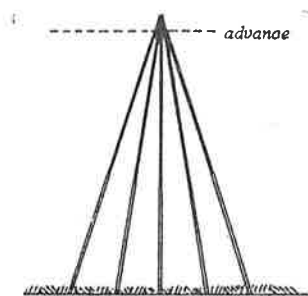
3.4 Öppningar

De två vanligaste sätten att göra öppningar är med plogkil eller med parallellkil.



Figur 24. Öppningshål alternativ 1. /7/.

Med plogöppning når man en indrift på 45-50 % av tunnelns bredd. Genom en speciell utformning på kilen kan man nå en indrift på ca 80 %. Se fig 25.

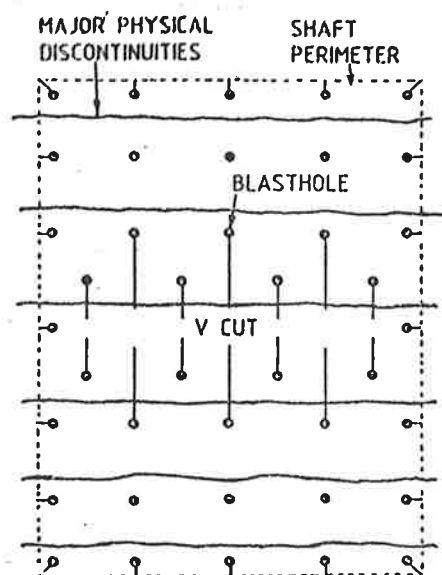


Figur 25. Öppningskil alternativ 2. /7/.

Nackdelen med den senare är att den kastar berget långt ut i tunneln.

I skiktade och uppspruckna bergarter med sprickriktningen vinkelrätt mot tunnelaxeln kan plogöppning vara lämplig. Vid tunnlar med stor diameter kan man på så sätt få långa indrifter, ca 6 m.

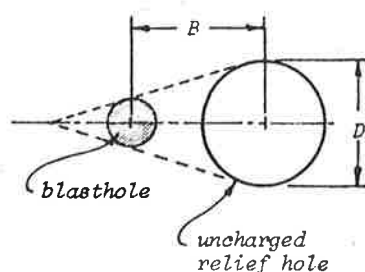
Om den dominerande sprickriktningen är parallell med sammanbindningslinjen från öppningshålen, når man vid schaktsänkning det bästa resultatet med öppningen enligt figur 26.



Figur 26. Förslag till öppning vid schaktsänkning. Efter Hagan /26/.

Den i Sverige idag förhärskande öppningstypen är parallellhålskilen med ett eller flera grovhål. Utomlands är denna typ inte lika dominerande. Orsakerna här till kan vara flera, bl a annan tradition och att det erfordras speciell borrhäls teknik för att åstadkomma hålen.

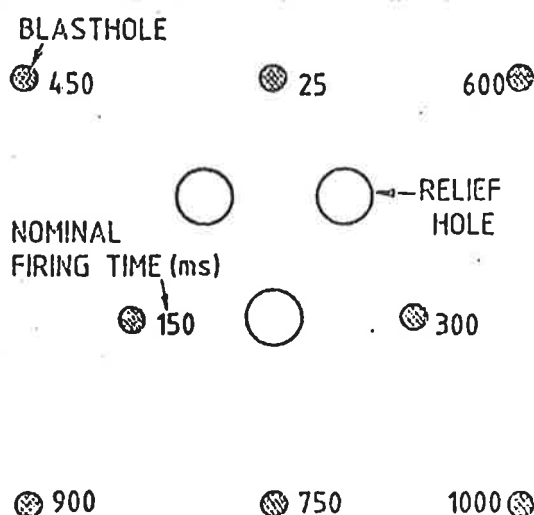
Förhållandet mellan försättning, B , och diameter, D , för det oladdade grovhålet bör enligt Langefors-Kihlström /27/ vara mindre än $1.5 D$. Se figur 27.



Figur 27. Grovhålsöppning /7/.

Enligt Hagan /26/ kan det i finkorniga bergarter (t ex basalt, ryoliter och andesiter) bli en ihopsintring av berget vid parallellhålsöppning. Detta beror på att andelen inducerade sprickor ökar, vilket medför att fragmenteringen blir extremt fin. Detta kan undvikas t ex genom att ett sprängämne som inte har så hög detonationshastighet används.

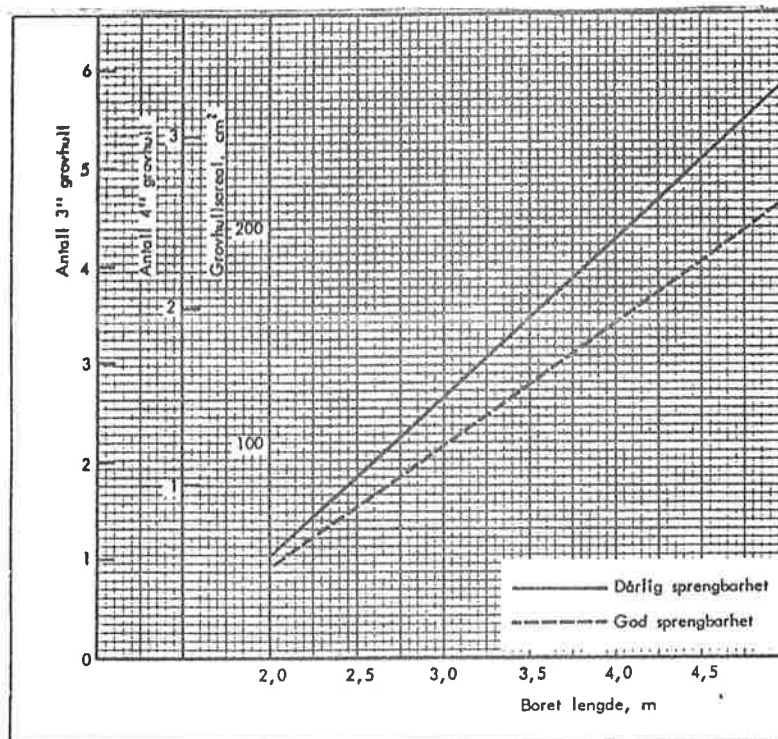
I dåligt berg och i berg med mycket sprickor ökar risken för överslag, d v s samtidig detonation av flera närliggande hål samt dödpressning. Hagan föreslår här följande öppningslayout:



Figur 28. Öppningslayout för sprickigt berg enligt Hagan /26/.

De oladdade hålen medger ett stort svällutrymme samt skyddar spränghålen från överslag och eventuell dödpressning. Hagan testade 31 st olika parallellhålsöppningar i dolomitisk kalksten, där sintringsrisker var stora. Öppningslayouten enligt figuren fungerade väldigt bra. I horisontellt skiktade bergarter kan alltså parallellhålskilen vara ett bra hjälpmedel för att öppna tunnelsalvor. Här bör dock volymen tomhål vara betydligt större än vid konventionella parallellhålskilar för att ge en snabb avlastning och förhindra att spränggaser under högt tryck söker sig ut längs lagringsplanen.

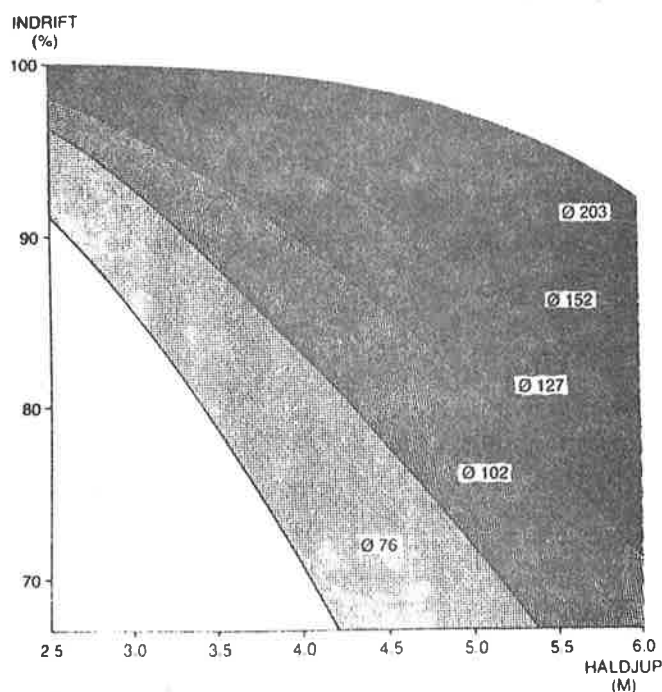
Antal grovhål i öppningen varierade enligt NTH / 17 / med borrhjupet. Se figur 29.



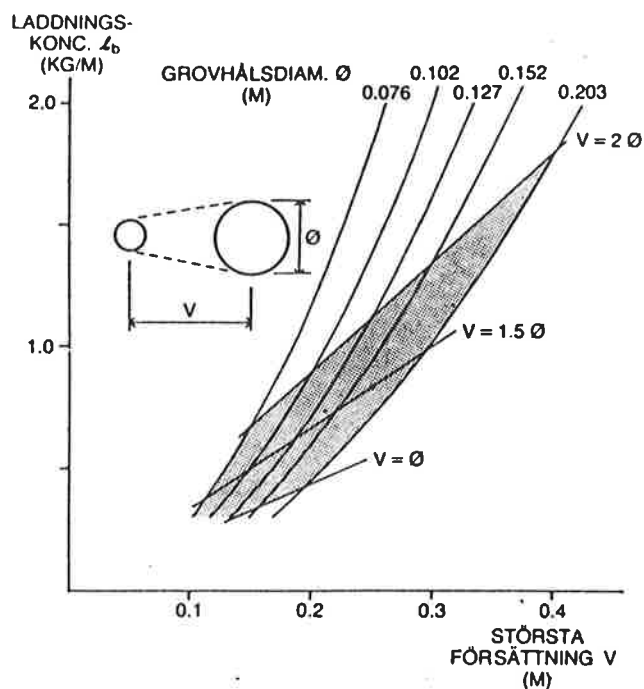
Figur 29 . Antal öppningsgrovhål, för dålig och bra sprängbarhet, som funktion av borrdjupet. /17/.

I berg med mycket låg hållfasthet ("gipshaltiga") kan öppningar göras mekaniskt, t ex genom utgrävning.

Larsson /87/ visar i följande figurer några intressanta samband.



Figur 30. Förhållandet mellan procentuell indrift och håldjupet vid olika grovhålsdiametrar. /87/.



Figur 31. Förhållandet mellan laddningskoncentrationen (λ_b) och största försättning (V) vid olika grovhålsdiametrar ($\emptyset$).
Som riktvärde användes normalt $V = 1,5 \emptyset$. /87/.

4. SPRÄNGÄMNE

4.1 Viktiga faktorer vid val av sprängämne

Vid sprängningsarbeten i Sverige är det relativt enkelt att finna det sprängämne som bäst passar för en aktuell sprängningsoperation. Sprängämnesanvändarna i Sverige har en god kunskap om de produkter som finns på den svenska marknaden och vid problemställningar kan användaren genom direktkontakt med de inhemska sprängämnestillverkarna hjälpas åt att optimera bergbrytningen.

När man som bergbyggare i utlandet skall ta ställning till vilka sprängämnen som skall användas finner man ofta att det blir betydligt svårare att finna de rätta produkterna. Detta kan bero på att tillgången på produkter är begränsad och det är förenat med stora svårigheter att importera produkter som man känner till. Ibland är det omöjligt på grund av monopolställningar i landet. Sprängämnestillverkarna har även olika klassificeringssystem för att ange sprängämnets styrka eller brytförmåga. Det är heller inte ovanligt att tillverkarna ej lämnar ut vitala uppgifter som t ex energier, gasvolym och detonationshastigheter.

För att en användare skall kunna välja rätt sprängämne till en given tillämpning behöver han känna till de problem som kan uppstå i det berg som sprängningen utförs samt vilka karakteristika som de befintliga sprängämnena uppvisar. Här nedan ges en enkel checklista på de uppgifter som är av intresse.

A. Tillgång

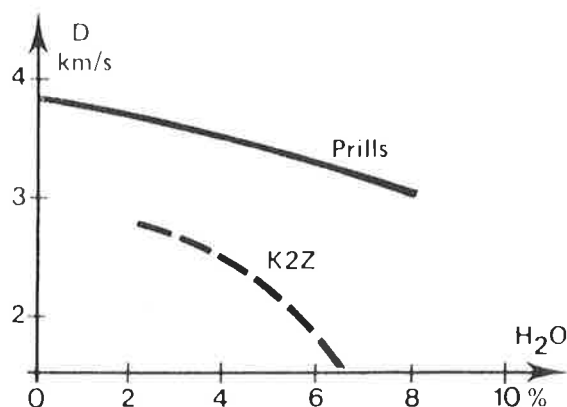
Vilka sprängämnestyper finns tillgängliga under drivningsfasen. Leveranstiderna är viktiga eftersom varje driftstopp minskar projektets lönsamhet.

B. Lokala förordningar

Det kan finnas förordningar som förhindrar att laddningsarbeten ej får pågå samtidigt som borrhning sker vilket kanske resulterar i att man väljer sprängämnen som går att ladda snabbt, typ plaströrsförpackade.

C. Bergets egenskaper

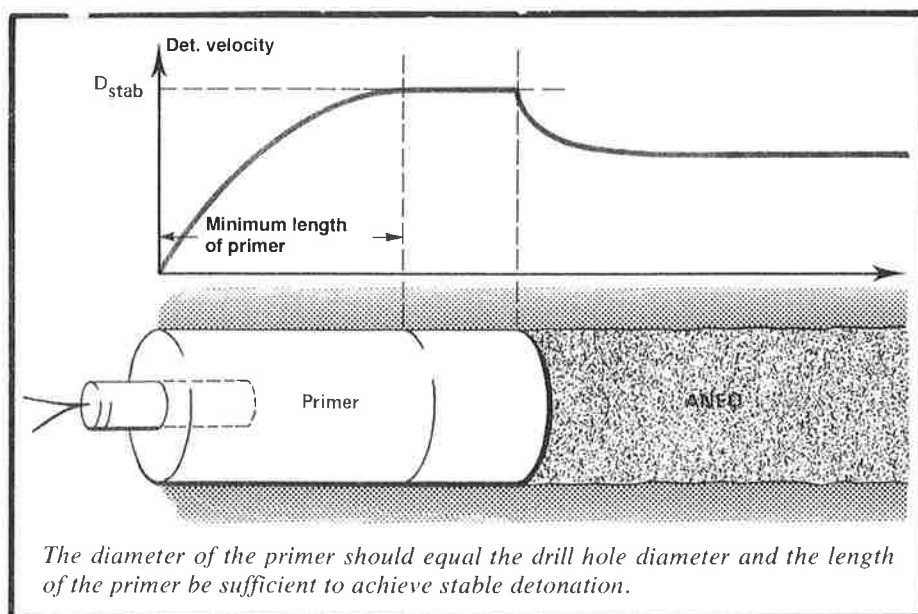
Finns risk för gas t ex metan blir det kanske nödvändigt att använda s k "permissible explosives". Befintliga slag och sprickor kan leda till detonationsavbrott om frikopplade (laddningsdiameter/håldiameter < 1) laddningen används. Lerslag kan i tunnelsalvor orsaka att sprängämnet i närliggande hål "komprimeras" med detonationsavbrott som följd. I vissa porösa eller sprickrika bergarter kan funktionssäkerheten äventyras för sprängämnen i kilen genom att förskjutningar inträffar som minskar håldiametern eller skär av hålet. I vattenrika bergarter krävs god vattenresistens av sprängämnet.



Figur 32. Detonationshastigheten i 52 mm stålrör som funktion av ANFO-sprängämnets vattenhalt /28/.

D. Initieringshastighet och detonationsstabilitet

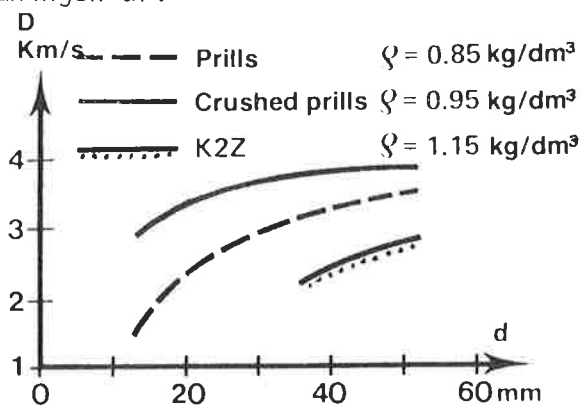
Vid de använda laddningsdiameterarna skall sprängämnet uppvisa en avpassad initieringskänslighet och en fullgod detonationsstabilitet. Om känsligheten är för stor finns risk för hanteringssvårigheter och överslag mellan laddningar. Är känsligheten för liten finns risk för detonationsavbrott om initieringen ej är fullgod. Är sprängämnet ej sprängkapselkänsligt för den aktuella diametern kan det bli nödvändigt att använda en primer. Primers som används har ett högre detonationstryck än sprängämnet. Primerns effektivitet beror på dess detonationstryck, diameter och längd. Längden bör vara 2-4 ggr dess diameter.



Figur 33. Primern skall ha rätt dimension för fullgod effekt. /28/.

Initieringskänsligheten kan mätas genom ett överslagsprov "gap test" där en friliggande laddning får detonera och det undersöks på vilket avstånd laddningen förmår initiera en annan laddning. Mediet mellan laddningarna kan utgöras av luft eller plexiglas mm. I borrhål är överslagsavståndet vanligtvis betydligt större än vad "gap test" anger men provet ger information om hur sprängämnet uppför sig när t ex laddningsmetoden är sådan att det finns risk för mellanrum mellan laddningarna.

Den kritiska diametern är den minsta diameter vid vilken detonationen fortplantas. Den kritiska diametern är mindre ju mer innesluten laddningen är.



Figur 34. Exempel på detonationshastigheter som funktion av laddningsdiametern hos ANFO i stålrör /28/.

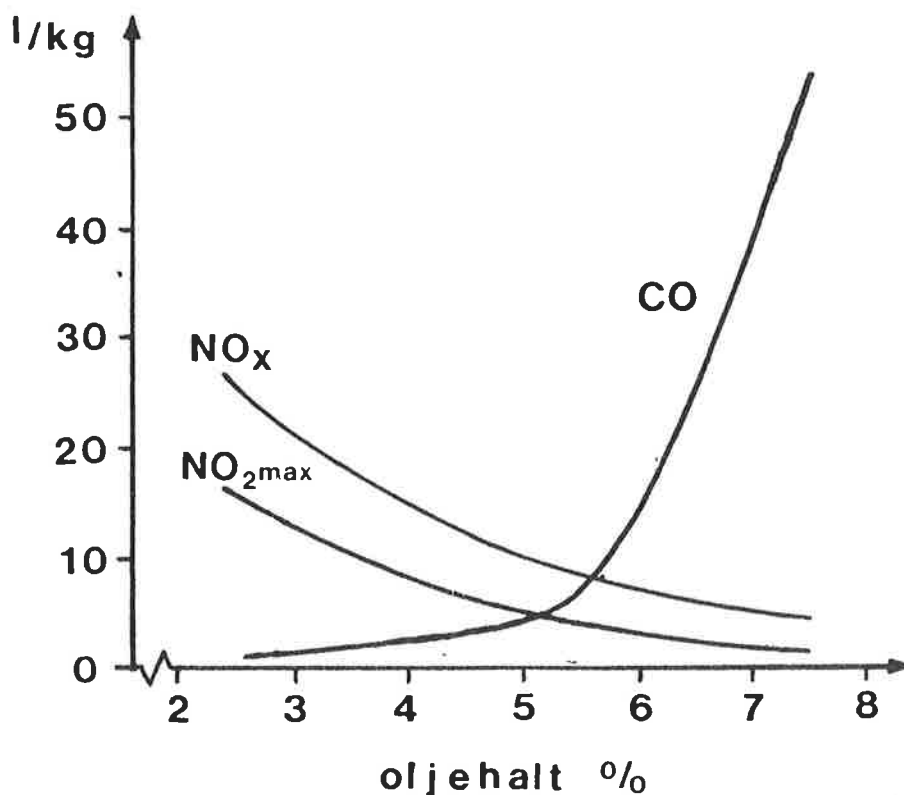
E. Hygieniska aspekter

De hygieniska aspekterna inkluderar uppgifter om bl a de toxiska egenskaperna.

Vid detonation av ett sprängämne erhålles till största del koldioxid CO_2 , kväve N_2 och vattenånga H_2O . Dessutom erhålles alltid toxiska gaser såsom företrädesvis nitrösa gaser NO_x och kolmonoxid CO . Hur stora mängder giftiga gaser som erhålles beror på sprängämnets komposition, inneslutningen, om fullständig förbränning erhålles och till viss mån på berget (svavel kan t ex förekomma).

Vid underjordsarbeten krävs nästan alltid att sprängämnet är syreb balanserat. Överskott av syre leder till bildandet av nitrösa gaser NO_x och syreunderskott leder till kolmonoxid. Desto mindre mängd toxiska gaser som bildas desto mindre blir självfallet kravet på ventilation och vädringstider.

ANFO är ett sprängämne som kan uppvisa mycket skiftande mängder toxiska gaser beroende på ammoniumnitratets kvalitet och på hur noggrant blandningen utförts. Vid för liten mängd dieselolja bildas nitrösa gaser och vid överskott av dieselolja bildas kolmonoxid. Blandningen bör utgöras av 5.5 % dieselolja och 94.5 % ammoniumnitrat.



Figur 35. Mängd toxiska gaser beroende på oljehalt /29/.

Genom en god ventilation kan vädringstiden minimeras. Ytterligare förbättringar kan ibland uppnås genom att spraya med vatten efter sprängning. Dels binds damm och rök och dels löses vissa toxiska gaser främst NO_x .

I Sverige finns ingen klassificering av sprängämnen med avseende på toxiska gaser. Däremot kan man träffa på detta i utlandet. I USA är alla sprängämnen klassificerad med avseende på summan av kolmonoxid och svavelväte $\text{CO} + \text{H}_2\text{S}$ (Nitrösa gaser tas ej hänsyn till). Följande tabell beskriver volymen för de skilda klasserna. Nämnas bör att NO_x är avsevärt giftigare än CO .

A. Permitted explosives (as laid down by the Bureau of Mines, USA)

Fume Class	Toxic Gases ft^3/lb	Toxic Gases l/kg
A	less than 1.25	78
B	1.25—2.50	78—156
C	2.50—3.75	156—234

B. Rock blasting explosives (as laid down by the Institute of Makers of Explosives, USA)

Fume Class	Toxic Gases ft^3/lb	Toxic Gases l/kg
1	less than 0.16	10
2	0.16—0.33	10—21
3	0.33—0.67	21—42

Tabell 6. Klassificering m a p toxiska gaser. /30/.

Vid användning av ANFO-sprängämnen i tunnlar där betongarbeten pågår (t ex sprutbetong) kan utspilld ANFO reagera och bilda ammoniak NH_3 .

Kolmonoxid (CO) är en färg- och luktlös gas som bildas vid ofullständig förbränning av organiskt material. Gasen går utan att skada lungorna över i blodet där den bindes till de röda blodkropparnas färgämne (hemoglobin), varigenom dessa förlorar sin syreupptagningsförmåga. Förgiftningseffekten blir alltså syrgasbrist eller kvävning. Känsligheten för CO varierar mycket mellan olika individer och är även beroende av hur tungt fysiskt arbete som utföres. Så kan t ex inandning av 500 ppm CO under en timme vid lätt arbete ge huvudvärk

och illamående och ytterligare en timme med samma CO-exposition medföra medvetslöshet och död. Måttliga halter av CO i blodet minskar på några timmar vid vistelse i frisk luft utan att lämna kvarstående men. Upprepade akuta förgiftningar kan ge skador på nervsystemet.

Kväveoxid (NO) är en färglös, ej vattenlöslig gas, som snabbt förenar sig med syre till kvävedioxid (NO₂). Kvävedioxid är en rödbrun lätt vattenlöslig gas, med stickande lukt. Den bildar med vatten salpetersyrlighet (HNO₂) och salpetersyra (HNO₃). Dessa sura produkter kan ge frätskador i andningsvägarna och på lungornas alveoler (de blåsor där luftutbytet sker) varvid bestående men uppstår vilket nedsätter lungkapaciteten. Vid höga exponeringar följer döden.

G. Krav på kontur

Om slätsprängning skall utföras för att ge god kontur bör kontrolleras att ingen risk för kanaleffekt föreligger i den håldiameter där laddningen används. Vid slätsprängning används laddningar med låg laddningskoncentration per meter. Detta medför att laddningsdiametern blir 30-50 % av håldiametern. Laddningen centreras vanligtvis i borrhålet som alltså har betydligt grövre diameter.

När det finns en spalt mellan laddning och borrhålsvägg har de expanderande detonationsgaserna möjlighet att driva fram luften i spalten framför detonationsfronten. Detta innebär att sprängämnet exponeras för ett högt tryck innan detonationsvågen anländer. Kompressionen kan medföra att känsligheten minskar eller att sprängämnets kritiska diameter uppnås med detonationsavbrott som följd.

Sprängämnen med detonationshastigheter över 4000 m/s har i regel ej någon tendens till kanaleffekt.

H. Lagringsmiljö

Det skall kontrolleras hur det aktuella sprängämnet skall lagras så att funktionssäkerheten ej påverkas. Temperaturfluktuationer och fuktighet är viktiga parametrar.

I. Sprängämnets brytförmåga

Sprängämnets brytförmåga är naturligtvis av största intresse för att säkerställa acceptabla indrifter. Fabrikanterna har dock

ingen standardiserad metod som gör det möjligt för en användare att utifrån produktspecifikationen kunna välja det sprängämne som krävs vid sprängning i en hård basalt eller i en svag lerskiffer.

I kapitel 4.3 beskrivs några skilda system som fabrikanterna använder för att karakterisera produkters styrka.

4.2 Sprängämnestyper

Hundratals varierande sprängämnesprodukter finns tillgängliga på utlandsmarknaden i dag. Att försöka beskriva produkterna tar självfallet för stort utrymme här. Istället hänvisas till fabrikanterna där information kan erhållas.

Det kan dock som upplysning vara värt att i grova drag ge information om de olika sprängämnesfamiljerna och vilka egenskaper dessa har.

De typer av sprängämnen som finns är;

A. Nitroglycerinbaserade sprängämnen

Dessa sprängämnen baseras på kompositioner innehållande nitroglycerin. Sprängämnena är uppbyggda på en geldel och en saltedel.

Geldelen består av sprängolja 80 EGDN/20 nitroglycerin som gelas genom tillsats av Nitrocellulosa (~5%).

För att minska känsligheten är sprängoljan flegmatiserad genom tillsats av DNT (~20%).

Saltdelen utgörs av ammoniumnitrat, natriumnitrat, trämjöl och en Ph-buffert.

De plastiska dynamiterna utgörs av 25-50% gel och 50-75% saltedel.

Svenska exempel; Dynamex M, Dynamex AM, och Primex.

Dynamiterna har många goda egenskaper men kan ge upphov till svår huvudvärk (s k dynamitskalle).

De pulverformiga dynamiterna utgörs av 5-30% gel och 70-95% salt.

Svenska exempel; Nabit och Gurit A.

B. Vattengelsprängämnen

De traditionella vattengel-sprängämnena innehåller ca 10% vatten. Kortfattat innehåller kompositionen en nitratsaltlösning, olösta salter, fasta bränslen och ett gelmedel.

Svenska exempel; TNT-slurry, Kigel, Kimit 80 och Tovex S.

Emulsionerna är uppbyggda av en nitratsaltlösning som emulgerats i olja/vax. Konsistensen påminner om margarin. Emulsionssprängämnena medger extrem finfördelning och intimitet mellan oxiderbar (nitratsaltlösning) och bränsle (olja/vax). Detta ger stora reaktionsytor och korta diffusionssträckor vilket medför hög detonationshastighet och liten kritisk diameter.

Svenska exempel; Emulite 100, 200 och 800.

Vattengelsprängämnenas känslighetsgörare utgörs av;

- TNT-partiklar: Påverkas ej av yttre tryck och lagring.
- Gasblåsor, Kan förstöras av yttre övertryck och kan
(finkornigt Al); diffundera bort vid lagring.
- Mikrosfärer: Kan förstöras av yttre övertryck -
statiskt ≈ 200 bar.

C. ANFO-sprängämnen

Dessa utgörs av en blandning av ammoniumnitrat $\sim 94\%$ och dieselolja $\sim 6\%$. Tillsatser av Al kan ske för att öka viktstyrkan.

Sprängämnets egenskaper är starkt beroende av fysikaliska egenskaper hos ammoniumnitratet som;

- Partikelstorlek och form
- Porositet
- Ytbehandling av kornen

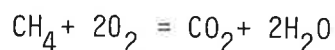
Svenska exempel; Prillit A (prills),
Prillit D (prills/kristallint), Prillit B (prills + Al)
och ANEX B, C, D (prills + Al).

För alla sprängämnen som innehåller ammoniumnitrat utgör temperaturfluktuationer kring $+32^{\circ}\text{C}$ ett problem. Problemet beror på att en omkristallisering kan ske varvid sprängämnets egenskaper förändras.

D. Kolgruvesprängämnen "permissible explosives"

Dessa sprängämnen utgörs av speciella kompositioner som producerar kortlivade detonationsflammar med låg detonationstemperatur. De används där risk för koldamm eller metangasexplosion föreligger.

Metangasexplosionen



kräver en viss induktionstid för att komma igång. Genom tillsatser av metallsalter kan temperaturen hållas nere. Sprängämnena ger ej heller upphov till efterreaktioner eller deflagration. I Sverige tillverkas inga "permissible explosives".

Nedanstående tabell ger i grova drag egenskaper hos nitroglycerin-baserade sprängämnen, vattengelsprängämnen och ANFO-sprängämnen.

	Nitroglyc.bas. plastiska dynamiter	sprängämnen pulverformiga dynamiter	Vattengelsprängämnen		ANFO-sprängämnen
	ja	ja	traditionella	emulsioner	
sprängkapselkänsliga	ja	ja	ja/nej	ja/nej	rek.20-50 g primer
kritisk diameter mm, friliggande	20-25	10-50	20-150 ^(TNT-slurry)	20	~100 ²
densitet g/cm ³	1.4-1.6	1.0-1.3	0.8-1.5	0.8-1.5	0.8-1.1
detonationshastighet m/s	2000-3000 ¹	2000-4500	~4000	5000-6000	3300-4500
användningstemperatur °C	-30 ⁰ - +40 ⁰	-50 ⁰ - +60 ⁰	-10 ⁰ - +40 ⁰	-20- +40 ⁰	-40 ⁰ - + 40 ⁰
viktstyrka relativt ANFO	1.10- 1.20	1.02-1.10	0.8-1.2	0.8-1.2	1.0-1.2(7% Al)
vattentålighet	bra vid hög gelhalt	dålig	bra	mycket bra	dålig
överslagsförmåga	mycket god i borrhål	god-mycket god i borrhål	god i borrhål (TNT-slurry dålig)	god i borrhål	god i borrhål

¹ Dynamiter har den egenskapen att de kan gå med två stabila hastigheter, dels en på ca 2000-3000 m/s och dels en på 5000-6500 m/s. Låg eller hög hastighet bestäms av initiering, inneslutning, diameter och ingrediensernas partikelstorlekar.

² Rekommenderad minsta borrhålsdiameter är för prills $\approx \varnothing 30$ mm och för prills/kristallin ≈ 40 mm.

4.3 Sprängämnens bergbrytande förmåga /31, 32, 33/

Genom åren har i olika länder olika normer använts för att uppskatta sprängämnens bergbrytande förmåga.

Följande uppräkning är ett exempel på sådana normer.

1. Explosions- eller detonationsenergi
2. Brisarvärde enligt Kast
3. Ballistiskt mörsarvärde
4. Blylocksvärde
5. Grade strength
6. Viktstyrkevärde enligt Langefors
7. Undervattensprovning av prestanda

Det expansionsarbete som sprängämnet maximalt kan uträtta när produkterna får expandera till atmosfärstryck är för de flesta sprängämnen nära lika med (90-100%) av explosions- och detonationsenergin. Explosionsenergi (explosionsvärme) eller detonationsenergi har därför ofta använts som ett mått på sprängämnens "styrka".

På 1920-talet angav Kast /34/en formel för bestämning av ett sprängämnes brisans B, d v s förmåga att sönderdela eller krossa.

$$B = f \cdot \rho_0 \cdot D$$

där D = detonationshastigheten

ρ_0 = densiteten hos sprängämnet

f = det specifika gastrycket, d v s trycket av gaserna

från 1 kg av sprängämnet i en volym av 1 liter vid

explosionstemperaturen. Gaserna antages följa ideala gaslagen.

Detta begrepp som inte har någon egentlig fysikalisk innebörd användes tidigare relativt allmänt av sprängämnestillverkare och förbrukare för att rangordna verkan hos olika sprängämnen.

En dimensionsanalys ger

$$B \sim V_g^{1/3} Q_v D$$

d v s brisansen B är approximativt proportionell mot gasvolymen, explosionsenergin per volymenhet och detonationshastigheten hos sprängämnet.

Brisansen B kan alltså sägas vara explosionsenergin per volymenhet av sprängämnet med modifierad inverkan av gasvolym och detonationshastighet.

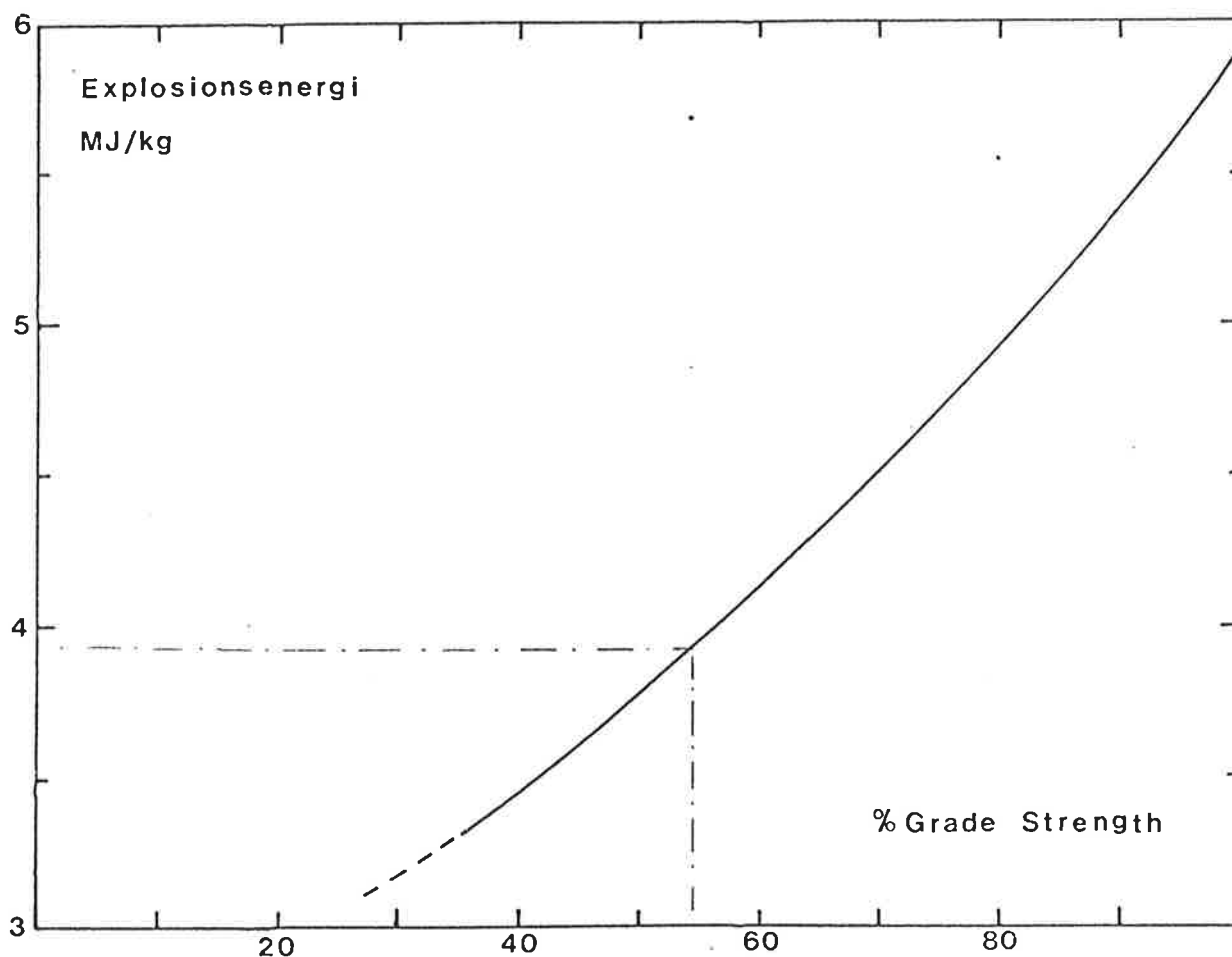
Gasvolymens och detonationshastighetens inverkan på sprängningsresultatet torde övervärderas när brisansen B enligt Kast används för att förutse verkan vid pallsprängning.

Den ballistiska mörsaren och blyblocksprovet används bara för att mäta expansionsarbetet hos sprängämnet. Dessa laboratoriemätmetoder har den begränsningen att de endast tillåter provmängder på ca 10 g. I den ballistiska mörsaren är dessutom expansionens karaktär sådan att resultaten inte säkert kan användas för att rangordna sprängämnens expansionsarbeten vid vanlig pallsprängning utan snarare vid slätsprängning där sprängämnet är löst kopplat till berget.

Det s k "grade strength"-begreppet som används mest i England och USA innebär att man relaterar verkan hos olika sprängämnen i den ballistiska mörsaren till mörsarvärden för s k "straight dynamite" med olika nitroglycerinhalt. Med "straight dynamite" menas en dynamite som innehåller nitroglycerin och en syrebalanserad oxidator-bränsleblandning där oxidatorn skall utgöras av natriumnitrat. Om ett sprängämne t ex anges ha 60% grade strength skall

alltså verkan i den ballistiska mörsaren per massenhet av spräng-
ämnet vara jämförbar med den hos en dynamit som innehåller
60% nitroglycerin och där de övriga 40% skall bestå av en syre-
balanserad blandning av NaNO_3 och bränslen som t ex trämjöl,
kolpulver etc.

Det torde emellertid förekomma att tillverkare styrkeklassar sina
produkter enligt grade strength-begreppet utan att de provats i den
ballistiska mörsaren. De synes då ofta använda sig av beräknad
explosionsenergi för den aktuella produkten och sedan gå över till
grade strength med hjälp av en relation mellan grade strength och
explosionsenergi som angivits av M Cook /33/ (se fig 36).



Figur 36. Relation mellan % Grade Strength och beräknad explosions-
energi. Enligt Cook /33/.

Styrkan hos ANFO som har en beräknad explosionsenergi på 3.9 MJ/kg blir enligt detta förfarande ca 55% grade strength medan t ex Dynamex B skulle anges ha ca 75% grade strength.

Observeras bör att grade strength-skalan inte är linjär i styrka. Ett sprängämne med 100% grade strength är alltså inte dubbelt så starkt som ett med 50% grade strength utan snarare ca 60% starkare.

Grade strength-styrka bör på samma sätt som explosionsenergi och ballistiskt mörsarvärde användas med försiktighet för förutsägning av verkan i berg.

Langefors och Johansson introducerade i mitten på 1960-talet ett viktstyrkebegrepp s som anger sprängämnets bergbrytningsförmåga /35, 36/.

$$s = \frac{5}{6} \frac{Q}{Q_0} + \frac{1}{6} \frac{V_g}{V_{g_0}}$$

där

s = viktstyrkan relativt ett referenssprängämne kallat LFB dynamit

Q_0 = explosionsenergin hos referenssprängämnet (LFB);

V_{g_0} = gasvolymen hos referenssprängämnet (LFB) vid normaltryck och temperatur (NTP),

Q = explosionsenergin hos det aktuella sprängämnet,

V_g = gasvolymen hos det aktuella sprängämnet.

Viktstyrkan som den definieras i formeln har egentligen ingen strikt fysikalisk innebörd men kan sägas vara ett mått på det expansionsarbete som sprängämnet kan uträtta per viktsenhet relativt referenssprängämnet LFB dynamit.

Formeln är grundad på det faktum att expansionsarbetet i huvudsak beror av explosionsenergin men att en viss modifierande effekt av reaktionsprodukternas gasvolym finns.

Viktstyrkebegreppet är det som är mest använt i Sverige och viktstyrkan anges alltid av de svenska sprängämnestillverkarna för produkterna. Utomlands används det dock ej men man bör kräva att fabrikanten som levererar sprängämnet ger sådana uppgifter som detonationsenergi och gasvolym vid NTP. Med dessa uppgifter och med uppgift om typ av sprängämne, detonationshastigheter, kritisk diameter, etc bör det gå att grovt få en uppfattning hur sprängämnet skall relateras visavi våra väl kända svenska sprängämnen vilka då indirekt kan användas som referens för brytförmåga.

Explosive	Q, MJ/kg	V, m ³ /kg	S _{LFB}	S _{DXB}	S _{ANFO}	Density, kg/m ³
LFB dynamite	5.00	0.850	1.00	1.09	1.19	
Dynamex B	4.6	0.765	0.92	1.00	1.10	1450
ANFO	3.92	0.973	0.84	0.91	1.00	900
TNT	4.1	0.690	0.82	0.89	0.98	1500
PETN	6.12	0.780	1.17	1.27	1.39	
NABIT	4.1	0.892	0.86	0.93	1.02	1000
GURIT	3.73	0.425	0.71	0.77	0.85	1000

Tabell 7. Viktstyrkan hos några svenska produkter /37/.

Sammanfattningsvis kan man säga att viktstyrkebegreppet bättre än enbart explosionsenergin ger relativa mått på det expansionsarbete som sprängämnen kan uträtta vid sprängning. Att relatera olika sprängämnen relativa bergbrytningsförmåga till varandra endast utifrån beräknade explosionsenergier och gasvolymmer innebär dock en så stor förenkling av ett komplext beräkningsproblem att det kan medföra felbedömningar.

Vid det s k undervattenstestet /38, 39, 40/ detoneras sprängämnet fördämt av en stor vattenmassa och man mäter de tryckstörningar som sänds ut i vattnet. Dessa utvärderas sedan varvid man kan beräkna energin $\mu \cdot e$ i den stötvåg som sänds ut vid detonationen (stötvågsenergin) och arbetet e_b som uträttas vid den efterföljande expansionen av reaktionsprodukterna mot det omgivande vattnet (bubbelenergin eller gasklotsenergin).

Det av sprängämnet i undervattensprovet totalt uträttade expansionsarbetet blir då

$$A = \mu \cdot e_s + e_b$$

d v s summan av stötvågsenergin $\mu \cdot e_s$ och bubbelenergin e_b . Detta arbete är normalt nära lika med explosionsenergin.

Vid bergsprängning kan endast den första delen av expansionen utnyttjas till nyttigt arbete eftersom gaserna efter en expansion till 10-20 gånger sprängämnets ursprungsvolym läcker ut i omgivningen.

För att relatera olika sprängämnens viktstyrka i berg kan för pallsprängning relationstalen

$$B_b = \frac{\mu e_s + 0.6 e_b}{(\mu e_s + 0.6 e_b)_r}$$

och för kratersprängning

$$B_c = \frac{\mu e_s + 0.2 e_b}{(\mu e_s + 0.2 e_b)_r}$$

användas där värdena i nämnaren är för ett givet referenssprängämne r /40/.

Vid detta test kan laddningsdiameter av samma storlek som används i praktiken provas. Detta är betydelsefullt då vissa sprängämnens prestanda förändras avsevärt med laddningsdiameter.

4.4 Vibrationer

Idag existerar ingen internationell standard om vilka vibrationsnivåer som omkringliggande byggnadskonstruktioner får utsättas för utan detta varierar från land till land. I Sverige existerar lokala rekommendationer och goda riktlinjer om vilka vibrationsnivåer som erhålles på ett visst avstånd från en sprängningsplats.

När man arbetar i utlandet är det av största vikt att de lokala normerna eller rekommendationerna kontrolleras innan sprängningsarbeten påbörjas. Man bör tänka på att den bebyggelse som finns i många länder ej har samma standard som den svenska varför de rekommenderade maximala svängningshastigheterna vanligtvis är lägre än de svenska.

För studier av de vibrationsproblem som kan uppkomma vid byggverksamhet hänvisas till skriften "Vibrationer i samband med trafik- och byggverksamhet" /41/.

5. DRIVNINGSTEKNIK - DRIFTFÖRSTÄRKNING

Uttagssättet varierar med de geologiska förhållandena, arean, utrustning, vatten etc. De vanligaste teknikerna beskrivs här närmare. Exemplet är hämtade ur "Rock tunneling with steel support", därav en viss överbetoning av förstärkning med stål. /10/. Stålbalkar förekommer mest i USA och i andra länder där användningen ofta står inskriven i bygghandlingarna. Stålbalkar är dock dyrbare och därför används allt mer bergbult och sprutbetong.

Några generella regler finns ej för när man använder dessa metoder och ofta får man pröva sig fram till en bra lösning. Tabell 8 visar ett förslag på användning av några olika drivningstekniker samt lämpliga förstärkningsmetoder.

Method used for tunnelling in soft rock.

Type of rock	Cross-sectional area	Method of tunnelling
Moderately stratified	Up to about 50m ²	Full face
Blocky & seamy	Up to about 50m ²	Full face
Crushed, squeezing & swelling	Up to about 20m ²	Full face
Moderately stratified	Above 50m ²	Heading & benching
Blocky & seamy	Above 50m ²	Heading & benching
Crushed	20m ² to 50m ²	Heading & benching
Crushed, squeezing & swelling	Above 20m ²	Multi-drift

Type of support	Method of tunnelling
Continuous rib	Full face, side drift, multiple drift
Rib and post with or without wall plate	Top heading, heading & benching, side drift, multiple drift
Full circle	Full face, heading & benching and multiple drift
Invert strut	To prevent bottom heaving

Tabell 8. Drivnings - förstärkningstekniker under skilda förhållanden. Efter Chokshi /42/.

5.1.1 Full area

Den vanligaste metoden vid tunneldrivning är att direkt ta ut tunnelns fulla area. Metoden kräver dock att berget är bra, d v s dess ståtad måste vara minst lika lång som förstärkningstiden. Metoden ger höga framdrifter då stora borrhaggat kan användas.

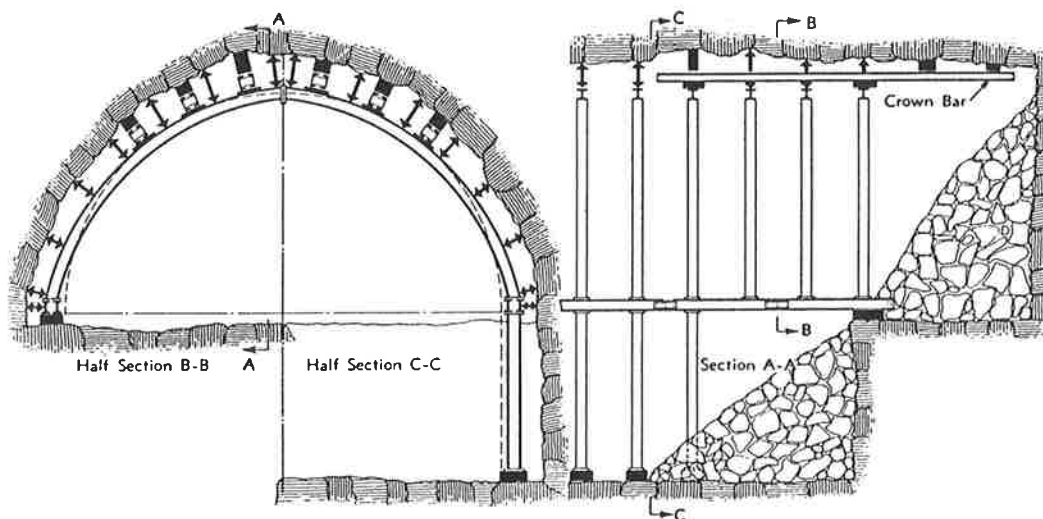
Full area kan även användas vid mindre areor i uppkrossat och squeezing och swelling rock som har en "stand up time" tillräcklig för ventilation och lastning. Vid mycket stora areor eller vid sämre berg måste andra uttagsmetoder användas.

Som driftförstärkning/permanent förstärkning kan sprutbetong och bergbultar användas. I uppkrossat och "swelling" berg, då tunneln ibland måste göras cirkulär, sätts ofta runda stålbågar.

5.1.2 Takort och pallning

Här drivs först en takort ca $1\frac{1}{2}$ x salvdjupet över hela takarean. Taket förstärks och nästa takort samt pallen sprängs i samma salva. Pallen går dock lite före. Berget från takorten kastas ner på pallen. Taket ovanför är förstärkt efter föregående skjutning. Man kan efter varje taksalva lägga upp s k "crown bars", se figur 37. Denna förstärkning håller taket på plats under utlastningen.

Efter skrotning rensar man bort berget på sidorna för att få plats med stålbågarna. Efter dessa är uppsatta lastas resten av salvan ut. Om berget är mycket dåligt kan man ta ut pallen i omgångar.



Figur 37. Driftförstärkning vid takort. Efter Proctor & White /10/.

Metoden används i uppkrossat, blockigt, slagigt och sprickrikt berg samt vid squeezing rock eller då tunneln omedelbart efter sprängningen måste förstärkas. Bland fördelarna med metoden är att pallen kan användas som "arbetsplattform" så att stålbågar då snabbt kan sättas upp där de behövs samt att lastning kan pågå samtidigt med förstärkningsarbetena.

5.1.3 Pilotort

Här drivs en ort med liten area längs hela tunnelsträckningen, varpå resten av tunneln tas ut som strossning eller pallning. Pallen kan tas ut över hela arean, direkt eller i omgångar.

Metoden är lämplig då man förväntar sig dåligt berg längs hela tunnelsträckningen. Fördelarna är att man får direkt kännedom om förhållandena längs hela tunneln och kan på ett tidigt stadium förbereda förstärkningsåtgärder. Sprängämnesåtgången blir också lägre vid pallning.

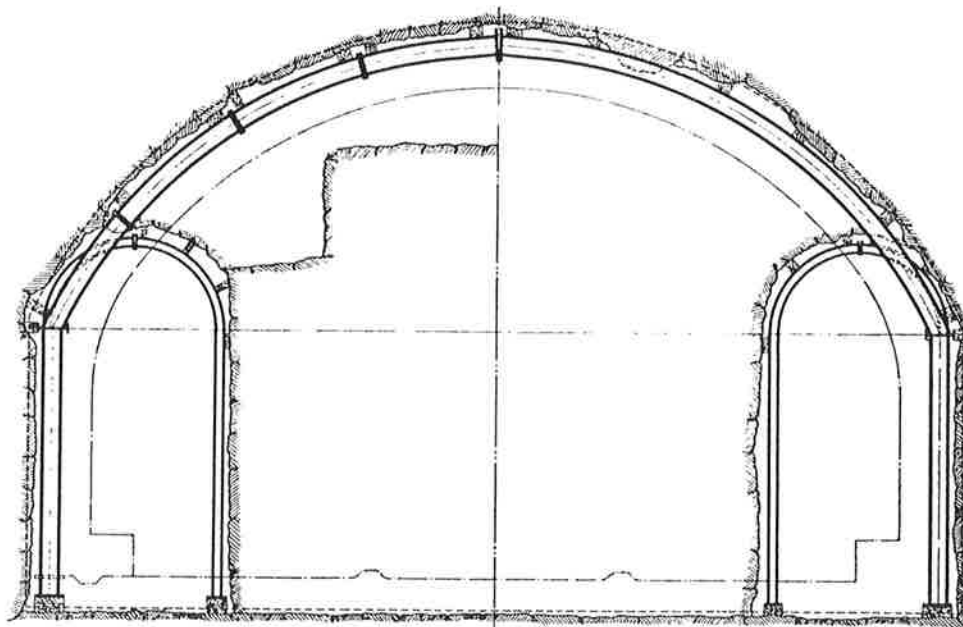
En nackdel med metoden är att spänningarna i taket byggs upp under en längre period. I mycket dåligt berg, t ex i skiktad sandsten med lerinslag, kan denna metod och föregående metod behöva kompletteras med smala väggorter. Dessa drives längre in än takorten och ytterväggarna förstärks innan takort och pall sprängs ut.

5.1.4 Väggort

Tunneldrivning med väggort används främst i tunnlar med stor area som drivs med korta indrifter i dåligt berg och som behöver förstärkas innan hela arean tas ut. Se figur 38. Metoden är lämplig för squeezing and swelling rock.

Väggorterna drivs först in ett antal meter och förstärks. Vid extremt dåligt berg drivs sedan ett smalt utrymme runt taket. På den kvarvarande pallen sätts sedan stöttor upp mot taket.

Takbågar sätts sedan upp på väggbalkarna och ett valv etableras. Den tillfälliga väggortsförstärkningen tas senare bort och den resterande pallen sprängs ut.

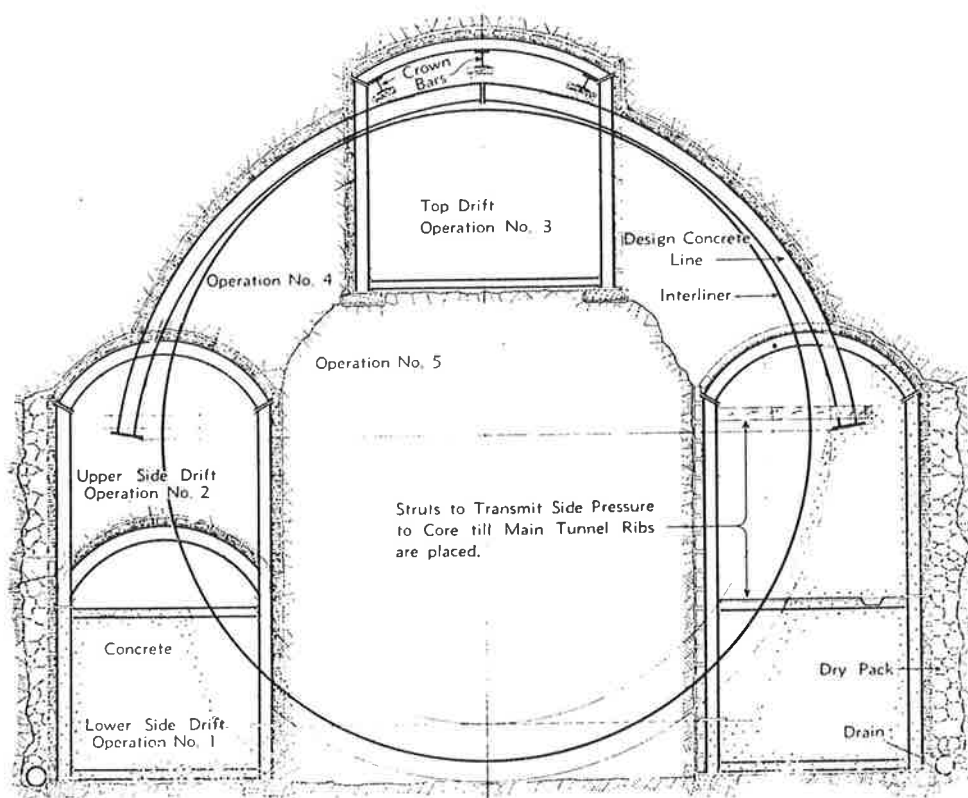


Figur 38. Tunneldrivning med väggorter. Efter Proctor & White /10/.

Där berget är bättre kan pallen tas ut direkt sedan väggarna förstärkts, som Broadwaytunneln i San Francisco, där man sedan väggorterna var klara gjöt stöd för takbågarna och sedan tog ut pallen-kärnan. Väggorterna kan också drivas direkt längs hela tunnelsträckningen var-efter tunnelväggarna förstärks eller "linas".

5.1.5 Periferiorter

Periferiorter användes vid stora areor i uppkrossat, squeezing och swelling rock, samt i mycket sönderkrossat berg. Vid extremt dåliga förhållanden, t ex i lera och/eller i förkastningszoner-krosszoner eller i jordliknande berg drivs först två små väggorter. Se figur 39.



Figur 39. Periferiorter. Efter Proctor & White /10/.

En betongmur gjuts i orterna, varefter en ort ovanpå tas ut. Betongmuren gjuts vidare uppåt och sedan görs en takort med hjässan ovan det färdiga tunneltaket. Denna takort förstärks innan den utvidgas ned mot väggorterna. Balken placeras därefter på betongmuren och bildar en båge längs taket över till andra muren varefter den kvarvarande pallen tas ut. I Straight Creek fick man göra 15 st mindre periferitunnlar och fylla ut dessa med betong innan själva tunneln kunde tas ut.

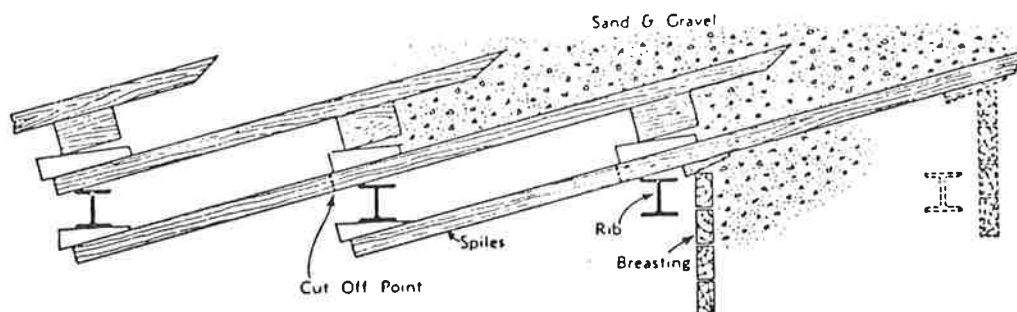
5.1.6 Andra metoder

I vattensjukt berg kan det vara klokt att först driva en dräneringsort längs sulan.

I "swelling rock" drivs en pilotort i centrum för att reducera bergspänningen. Det är även vanligt att använda takort tillsammans med periferiorter.

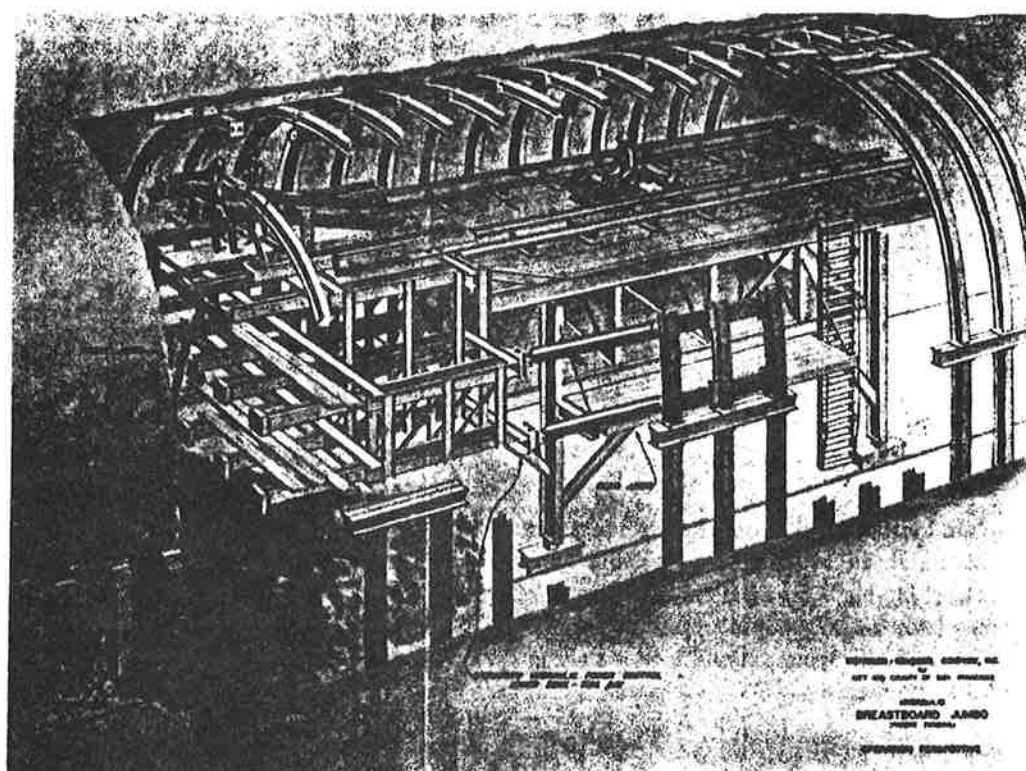
I vissa bergarter kan man runt periferin "såga" upp en slits. Denna reducerar sedan vibrationen från tunnelsprängningarna.

Om berget är så dåligt att fronten inte står mellan sprängningarna måste den förstärkas. I "running ground" kan taket förstärkas genom s k "forepoling", se figur 40, d v s man slår in långa stål eller trästänger snett in i taket och över nästa indriftsalva. Fronten hålls upp med hjälp av t ex träplank, vilka sedan undan för undan tas bort.



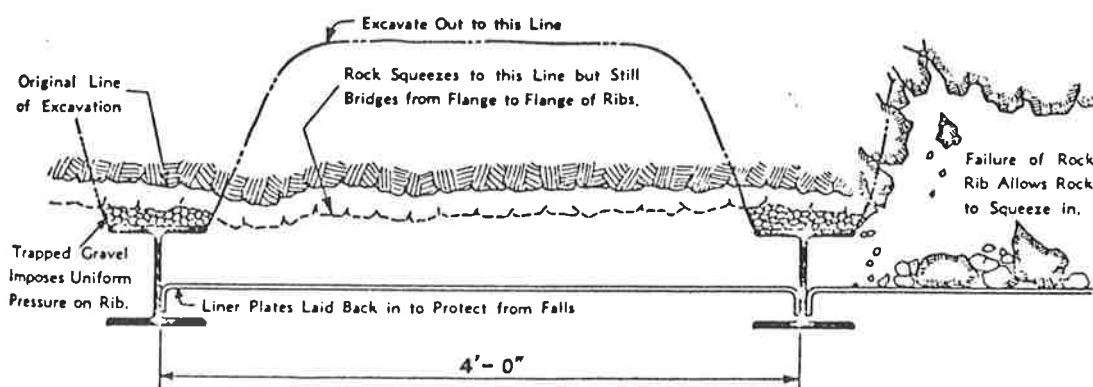
Figur 40. Forepoling. / 12/.

I Broadway-tunneln i San Fransisco använde man sig av en s k "breastboard jumbo" för att hålla kvar det mycket söndertrasade berget i fronten, se figur 41. Denna metod avancerade snabbare än drivning med hjälp av väggorter och takort.



Figur 41. "Breastboard jumbo". / 12/.

I "squeezing rock", där cirkulär profil är bäst, kan man göra tunneln större för att tillåta en sammanpressning. Figur 42 visar ett exempel på detta. Man kan också lämna en del av arean oförstärkt en tid för att berget skall hinna ta upp trycket.



Figur 42. Uttagsmetod i squeezing rock. / 12/.

Ett annat exempel på drivningsteknik är att driva små tunnlar bredvid huvudtunneln och via tvärtunnlar sedan i omgångar ta ut huvudtunneln.

Drivning under vatteninflöden är besvärligt speciellt då tunneln drives neråt. Vatten "smörjer" sprickorna och berget får en avsevärd förkortad "stand up time". Teknikerna att bemästra vatten är många och beror på vattenflödet och antal inläckningspunkter. Ett par exempel får illustrera problemen och åtgärderna.

I Granton-tunnlarna i Peru drev man en extra dräneringstunnel parallell och 2 m lägre än huvudtunneln, Vattenflödet var 536 000 l/min och dränerades ner i parallelltunneln. Båda tunnlar användes för ventilation, den ena för friskluft och den andra för returluften.

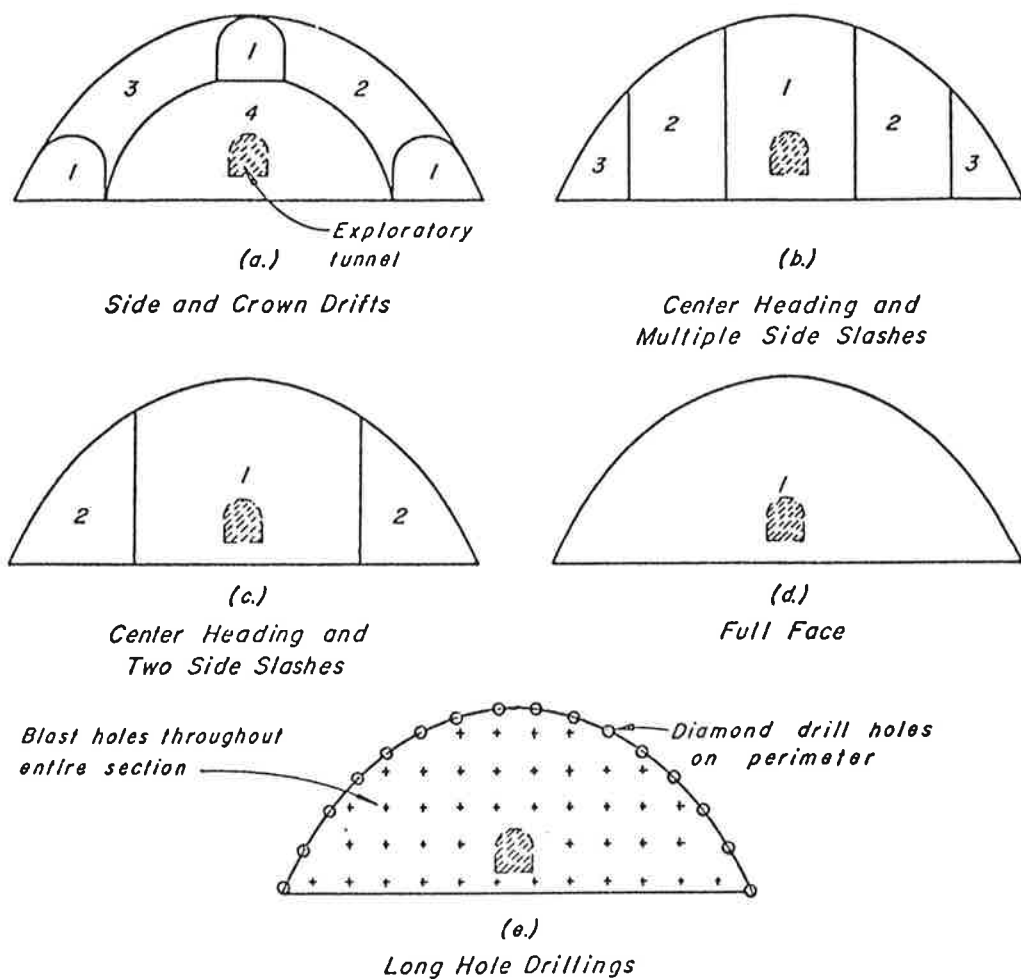
I San Jacito-tunneln hindrades vatteninflödet med hjälp av en betongmur. Området bakom muren betongfylldes och sedan gick man försiktigt igenom.

Vatteninträngning kan hindras med förinjektering. Nackdelen är att man skjuter problemet framför sig och att injekteringskärmen ofta sprängskadas.

5.2 Bergrum

Bergrumsanläggningar i dåligt berg fordrar mycket noggranna förundersökningar.

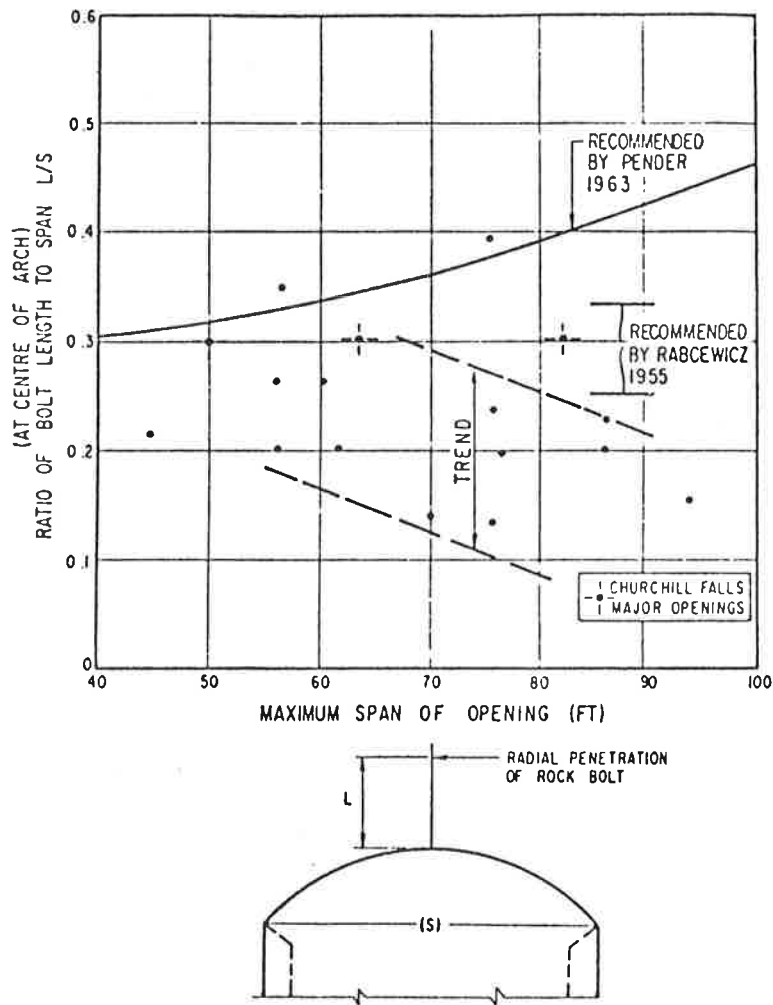
Bergförhållandena kan bestämmas genom att man driver en undersökningsort nära taket. I dåligt berg kan man t ex börja med att i gallerin ta ut väggorter och en takort och sedan i omgångar ta ut berget mellan, varefter taket förstärkes, se figur 43 a. Ett alternativ i dåligt berg visas i figur 43 b. Här sprängs mittdelen (1) först och förstärkes, varefter rummet sedan strossas ut direkt eller i omgångar till full bredd.



Figur 43. Exempel på uttagsmetoder för gallerin vid stora bergrum./12/.

Tunnel engineering handbook säger att av 40 st undersökta bergrumsbyggen hade 5% ingen förstärkning alls, 12.5% hade bergbultar, 10% hade betongbågar i taket och 72.5% var betonginklädda.

Antalet rekommenderad bergbultar varierar med uttagets spännvidd enligt figur 44.



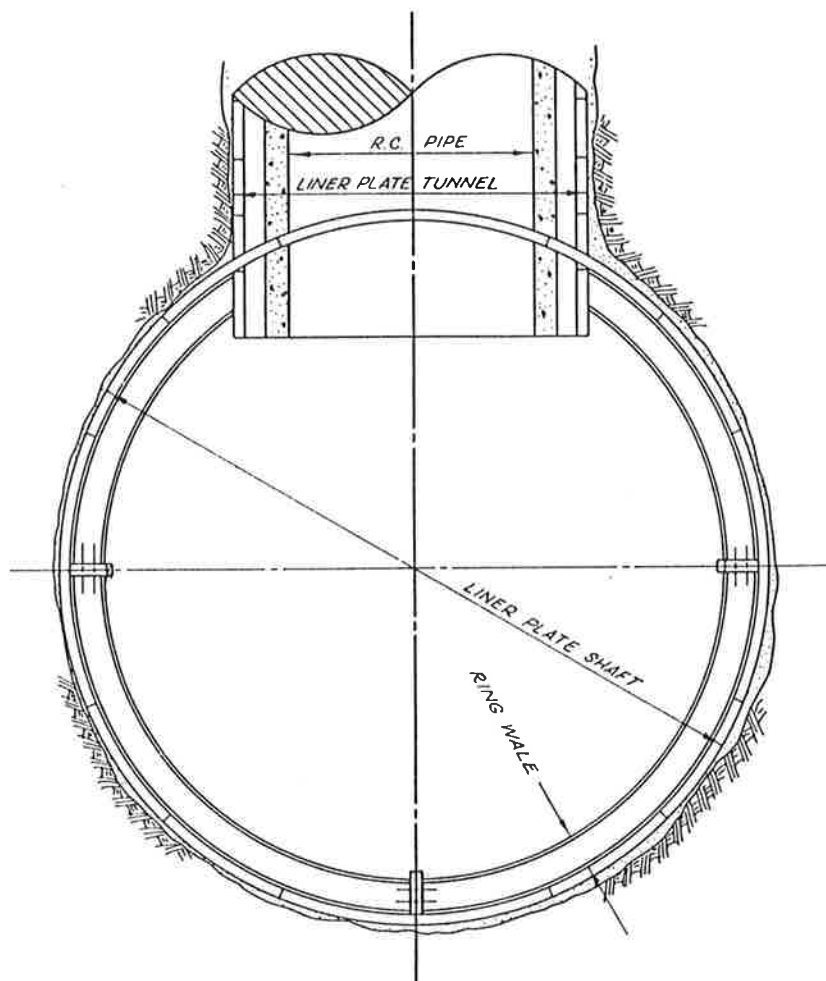
Figur 44. Antal bergbultar för varierande spännvidd. /12/.

Området under gallerin tas ut genom pallning. Bergets kvalitet ger pallhöjder och borrhings- laddningskonfigurationer, samt förstärkningsbehov.

5.3 Schakt

Schaktdrivning är den mest komplicerade processen i undermarksbyggande och speciellt schaktsänkning. I dåligt berg är det mer ett förstärknings-tekniskt än drivningstekniskt problem. De vanligaste metoderna där borrhings-sprängning används är vid schaktsänkning, fullareametoden och pallningsmetoden. Vid stigortsdrivning användes främst Alimak samt långhålsborrning.

I dåligt berg bör alltid någon form av skonsam sprängning tillämpas. (Schaktet blir stabilast om det har en cirkulär profil). Bergförstärkningen som måste utföras omedelbart efter sprängningen kan bestå av stålbalkar och lagging, ståltrummor, bergbultar och sprutbetong. Ståltrummor hela eller i sektioner användes när berget är extremt dåligt, se figur 45.



Figur 45. Ståltrummor vid schaktsänkning. /12/.

I berg som innehåller mycket vatten brukar man göra en injekteringsskärm av parallella hål runt schaktet, innan uttaget påbörjas.

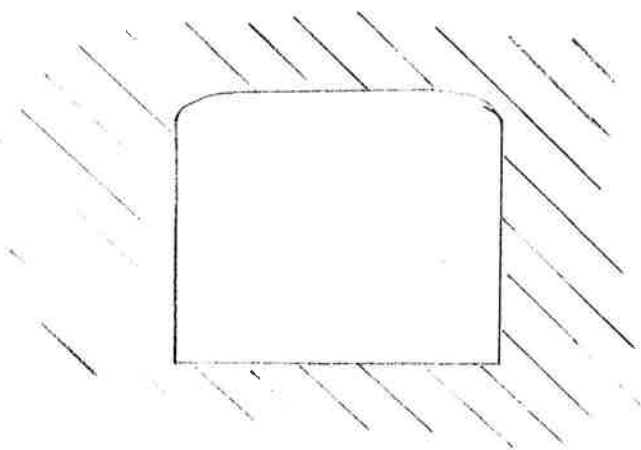
6. SKONSAM SPRÄNGNING

Begreppet skonsam sprängning innebär att sprängningen skall ske på sådant sätt att det kvarstående berget skonas så mycket som möjligt. I Sverige har denna teknik utvecklats under många år och numera sker alltid vid tunneldrivning en slätsprängning i periferin till tunneln för att minska bergutfall och minimera förstärkningarna. I Sverige har bergarbetarna i viss mån varit favoriserade av den svenska geologin som inte erbjuder alltför stora överraskningar. Undantag finns naturligtvis och nämnas kan Limhamnstunneln i kalksten med svåra vatteninläckningar och Bolmentunneln med både vattenproblem och ett sprickrikt berg som gett stora bergutfall.

De observationer som gjorts i Sverige visar entydigt att sprängskadornas utsträckning i hög grad beror på bergstrukturen och sprängladdningens storlek /43-49/.

Den dynamiska belastningen som berget utsätts för i sprängningsögonblicket beror dels på spränggasernas expansion och penetration i befintliga spricksystem och dels på den vågrörelse som uppkommer då spränggaserna expanderar och bryter loss framförliggande berg.

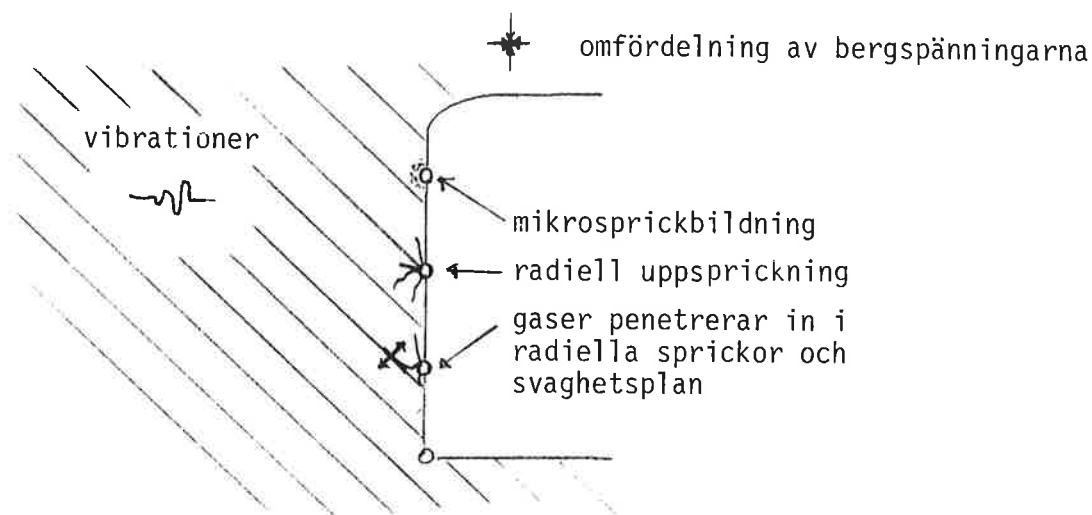
För att i någon mån systematisera bergskadorna kan man för åskådlighetens skull betrakta en tunnelsalva i en bergmassa som innehåller svaghetsplan (foliation eller sedimentskikt) som stupar 45° och har samma strykning-riktning som tunnelaxeln.



Figur 46. Tunneldrivning i bergmassa med svaghetsplan.

När sprängningen sker uppträder i tur och ordning följande fenomen:

- a) vibrationer
- b) mikrosprickbildning kring borrhålet
- c) radiell sprickbildning
- d) gaser penetrerar in i radiella sprickor och svaghetsplan
- e) de rådande bergspänningarna påverkar det nya rummet.



Figur 47. Verkan vid sprängning av tunnel.

Den mikrosprickbildning som uppträder beror på att borrhålstrycket är så högt att bergets dynamiska tryckhållfasthet överskrides. Som resultat fås en krossning av berget i den direkta närheten 1-2 håldiametrar utanför hålet. Dessa skador har ingen betydelse för stabiliteten men skadorna indikerar att olämplig skonsam sprängning har utförts. Vid en väl genomförd sprängning skall borrhålspiporna vara synliga. I mycket svagt berg är detta dock ej möjligt.

Den radiella uppsprickning som sker kommer att ha en utsträckning som kan uppgå till storleksordningen 40 ggr håldiametern. Utsträckningen varierar beroende på borrhålstryck, bergspänningen och bergmaterial. Oftast ser man att de radiella sprickorna utbreder sig till sagda storleksordning eller till det närmsta svaghetsplanet. Sprickorna har mycket svårt att korsa ett svaghetsplan.

Vid höga bergspänningar orienterar sig de radiella sprickorna parallellt med största huvudspänningsriktningen. Nämnas kan att det kan vara omöjligt att använda sig av en förspräckningsmetod på stora djup ty sprickorna kommer ofelbart att propagera i vertikal riktning.

Betraktar man kontursprängning i skiktade material ser man att de radiella sprickorna ofta orienterar sig vinkelrätt mot svaghetsplanen. Detta innebär för vår åskådningstunnel att konturen får en sågtandsformig kontur.

Den penetrering som sker av spränggaser i radiella sprickor och svaghetsplan kommer att kila ut bergbitar och bidra till en försämrad kontur.

De bergspänningar som existerar kommer att ha stor betydelse för den utsprängda konturens bestånd. Tillsammans med de bergskador som uppstått under sprängningen och det faktum att en kavitet i berget har bildats så får man förvänta sig ytterligare skador som beror av spänningsriktningarna och bergstrukturens orientering. I t ex en horisontellt skiktad bergmassa där sprängningen varit ovarsam kan man förvänta sig att utfall sker successivt från taket till dess att ett jämviktsläge inträffat eller fram till dess att någon form av förstärkning utförts.



Teoretisk profil

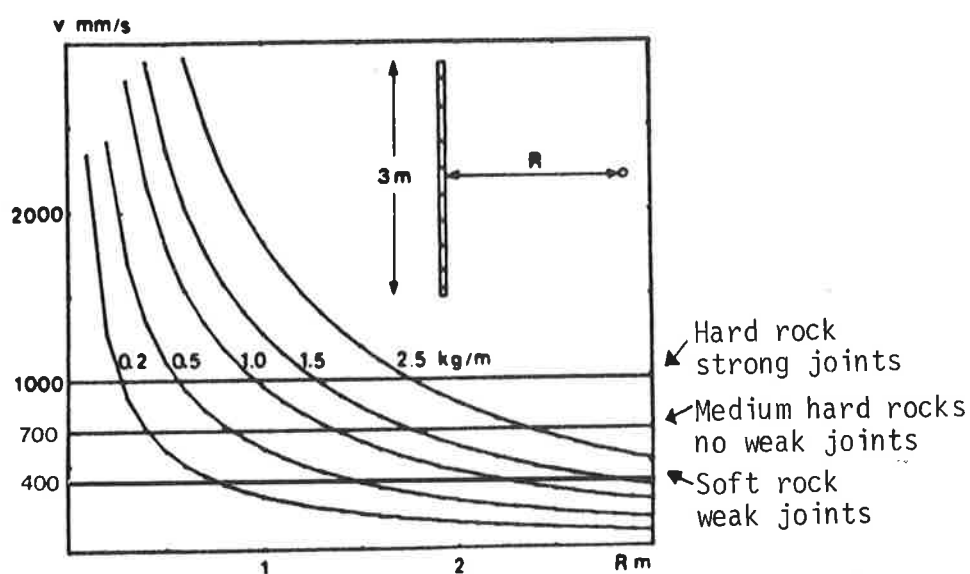
Erhållen profil

Figur 48. Ovarsam sprängning i horisontellt skiktat berg.

Vibrationerna slutligen, som egentligen inträffar i sprängningens första skede, är av största intresse. Det har visat sig / 50-56/ att den dynamiska belastningen är proportionell mot förhållandet mellan vågrörelsens partikelhastighet och dess utbredningshastighet; den minskar med ökande avstånd från laddningen. Detta faktum har utnyttjats av SveDeFo till att etablera en skademodell som på ett bra sätt gör det möjligt att ta hänsyn till laddningens geometri och styrka för att bestämma skadezonens utsträckning (Holmberg och Persson /53/).

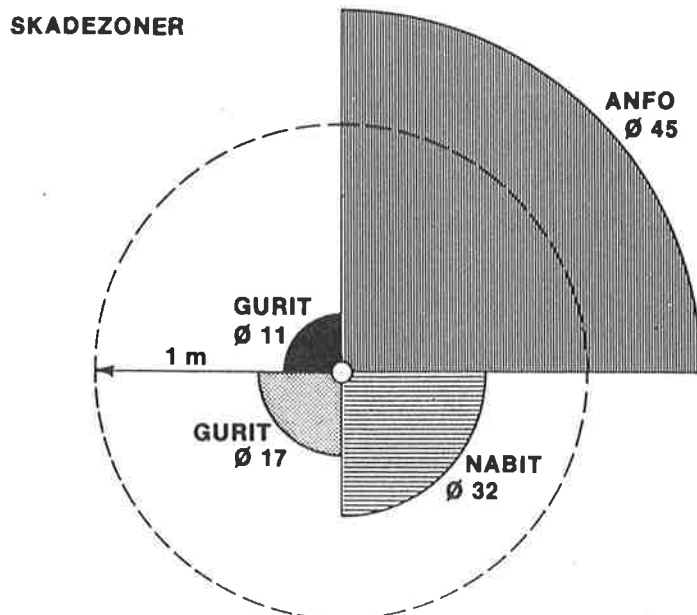
I figur 49 visas svängningshastigheten som funktion av avståndet från en laddning med bestämd geometri och laddningskoncentration. I detta fall har laddningslängden valts till 3 m och laddningskoncentrationen till;

0.2 kg/m	= Gurit $\varnothing$ 17 mm
0.5 "	> Nabit $\varnothing$ 22 mm
1.0 "	< Dynamex B $\varnothing$ 32 mm
1.5 "	= ANFO $\varnothing$ 45 mm
2.0 "	> Dynamex $\varnothing$ 40 mm
2.5 "	< ANFO $\varnothing$ 64 mm



Figur 49. Skadezonens utsträckning för några olika laddningskoncentrationer.

Eftersom man funnit att skador uppträder vid ca 800 mm/s i de svenska bergarterna är det lätt att i diagrammet utläsa vilka skadezoner som kan förväntas. Modellen bör alltid användas när man skall planera en tunnelsprängning.



Figur 50. Bilden visar skadorna från några ofta använda sprängämnen i "svenskt" berg.

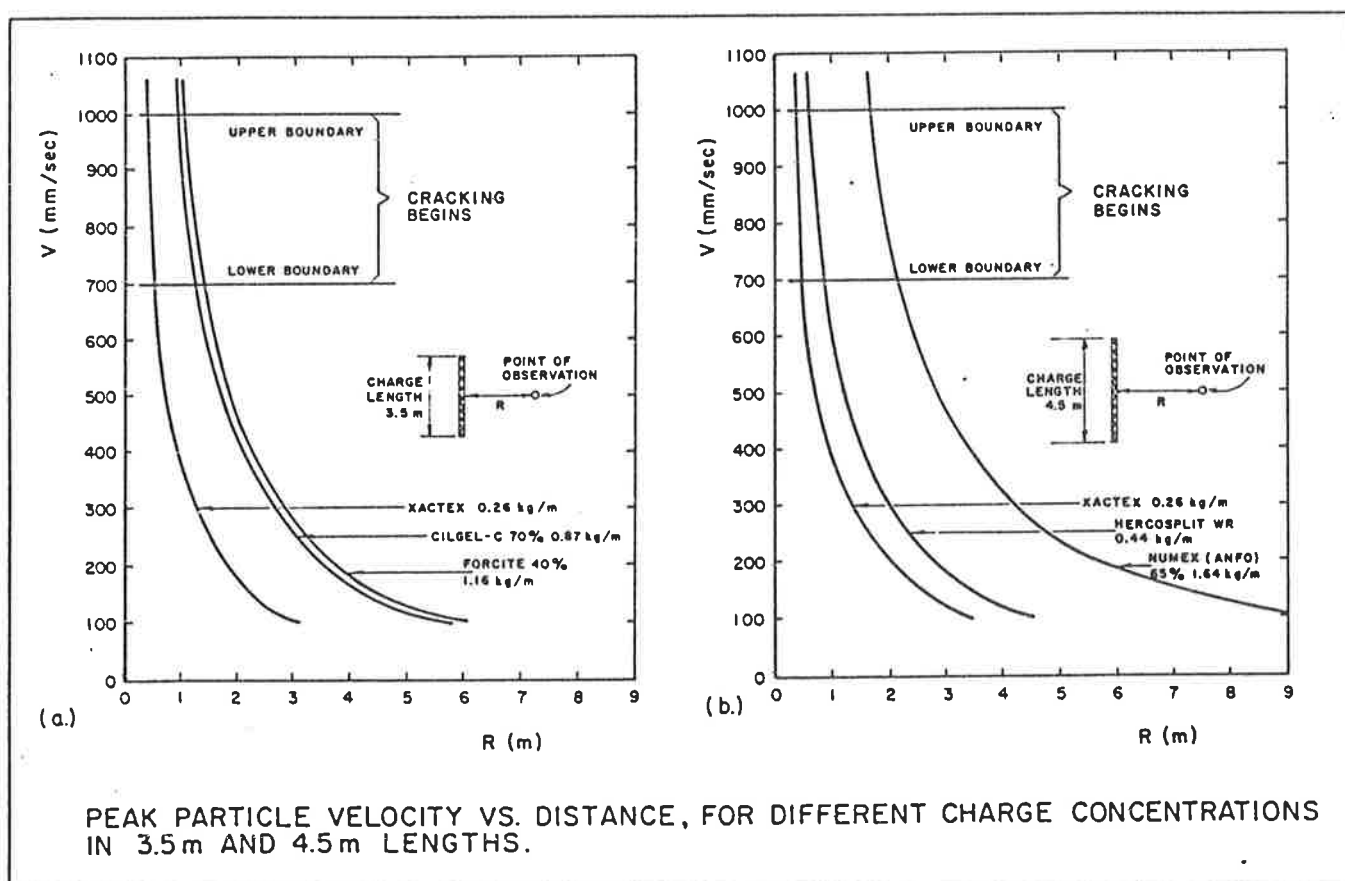
Den fysikaliska beskrivningen till att man får mindre bergskador med t ex Gurit än med ANFO i en tunnelsprängning är naturligtvis det faktum att borrhålstrycken är betydligt lägre desto mer frikopplad laddningen blir. Tabellen nedan visar beräknade borrhålstryck för några svenska sprängämnen i ett $\varnothing 45$ mm sprängborrhål.

Explosive	Dynamex B			ANFO	NABIT	GURIT
Hole diameter, mm	45	45	45	45	45	45
Charge diameter, mm	45	40	32	45	22	17
Explosive density, kg/dm ³	1.15	1.45	1.45	0.95	1.1	1.2
Weight strength	1.14	1.14	1.14	1.0	1.09	0.83
Charge concentration						
real, kg/m	2.0	1.6	1.12	1.5	0.40	0.24
kg ANFO/m	2.3	1.82	1.28	1.5	0.44	0.20
Borehole pressure						
bar	55 000	32 000	13 000	21 000	3 300	900
MPa	5 500	3 200	1 300	2 100	330	90
Drill-hole diameter, mm	Charge concentration, kg ANFO/m		Charge type and size	Burden, m	Hole spacing, m	
25–32	0.08		11-mm GURIT	0.30–0.45	0.25–0.35	
25–48	0.20		17-mm GURIT	0.70–0.90	0.50–0.70	
51–64	0.44		22-mm NABIT	1.00–1.10	0.80–0.90	

Tabell 9. Borrhålstryck för olika sprängämneskombinationer i $\varnothing 45$ mm borrhål.

Modellen har visat sig fungera bra även för svagare bergarter med den förändringen att nivån när skador inträffar måste reduceras. Sprängningsundersökningar i kalksten på Gotland /46/ och i Sidi Saad, Tunisien /47/ indikerar att för dessa bergarter inträffar skador redan vid svängningshastigheten 400 - 500 mm/s varför skadezonerna ökar med ca 50% jämfört med hårdare bergarter för samma laddningskoncentration.

Utländska tunnelbyggare /58/ som har använt ovan beskrivna bergskademodel har rapporterat god överensstämmelse med modellen. I dolomit och kalksten med horisontell skiktning byggde Ontario Hydro en kraftverkstation. XACTEX (0.26 kg/m), CILGEL (0.87 kg/m), FORCITE (1.16 kg/m), HERCOSPLIT (0.44 kg/m) och ANFO (1.64 kg/m) användes vid sprängningarna. De skadezoner som beräknades med modellen verifierades medelst TV-kamera och kärnkarteringar.



Figur 51. Svängningshastigheten relativt avstånd från laddningen av 3.5 och 4.5 meters längd

TABLE NO. 3 COMPUTED DAMAGE ZONE					
COLUMN LENGTH (m)	RANGE OF DAMAGE (m)	TYPE OF EXPLOSIVE	UNIT LOAD (Kg/m)	HOLE POSITION	BLAST METHOD
3.5	0.38 - 0.52	XACTEX	0.26	PERIMETER	TOP HEADING
	0.94 - 1.25	CILGEL 70 %	0.87	PRODUCTION	TOP HEADING
	1.05 - 1.40	FORCITE 40%	1.16	PRODUCTION	TOP HEADING
4.5	0.36 - 0.46	XACTEX	0.26	PERIMETER	FULL FACE
	0.62 - 0.86	HERCOSPLIT	0.44	PERIMETER	SLASH
	1.68 - 2.15	NUMEX (ANFO)	1.64	PRODUCTION	FULL FACE

Tabell 10. Beräknade skadezoner för de kanadensiska sprängämnena.

I Sverige används som tumregel att hålavståndet (E) vid slätsprängning skall vara (Persson /59/,

$$E = 15 d$$

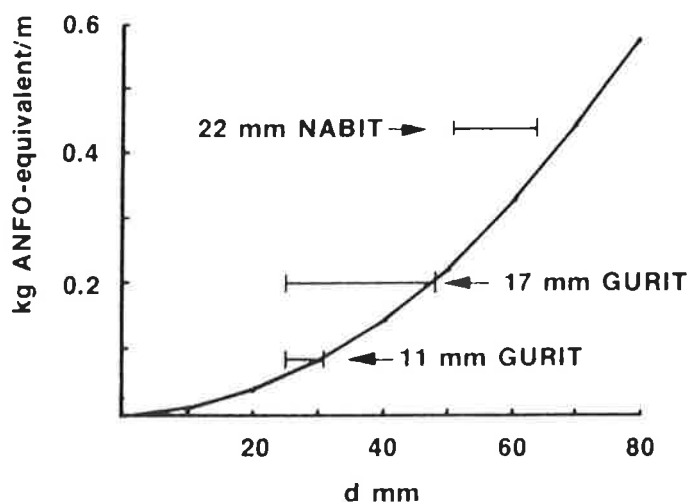
där d är håldiametern i m.

Laddningskoncentrationen (ℓ) skall uppgå till

$$\ell = 90 d^2$$

där ℓ är laddningskoncentrationen i kg/m rel. ANFO.

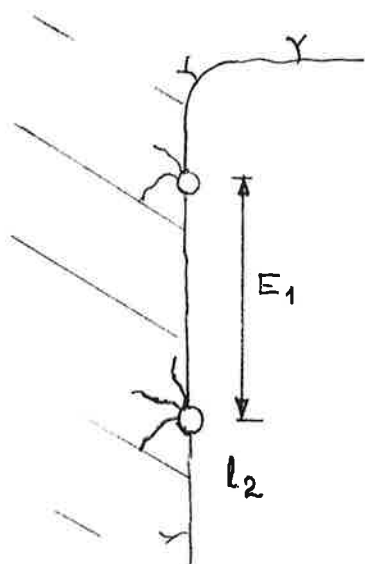
Formeln ger som resultat att samma borrhålstryck erhålles vid de skilda borrhålsdiameterarna (kopplingsgraden är konstant).



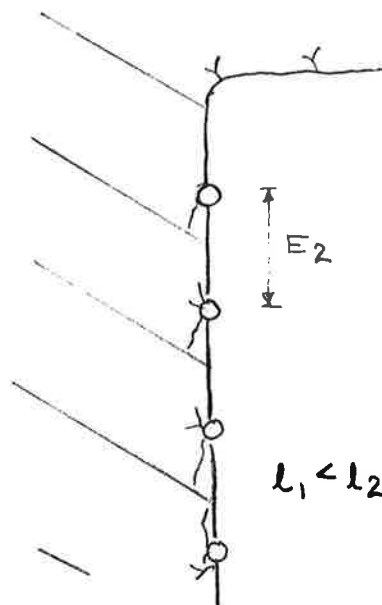
Figur 52. Laddningskoncentrationen som funktion av håldiametern. Kurvan visar sambandet $\ell = 90 d^2$.

Vid sprängning i berg som innehåller svaghetsplan med mindre inbördes avstånd än det av formeln ovan erhållna hålavståndet måste modifiering ske. För erhållande av fullgott resultat skall man här tänka på;

- 1) Hålavståndet skall vara mindre än avståndet mellan svaghetsplanen; ty i annat fall så går den radiella sprickbildningen enbart till närmsta svaghetsplan och en skrovlig yta erhålles.



EJ SÅ HÄR!

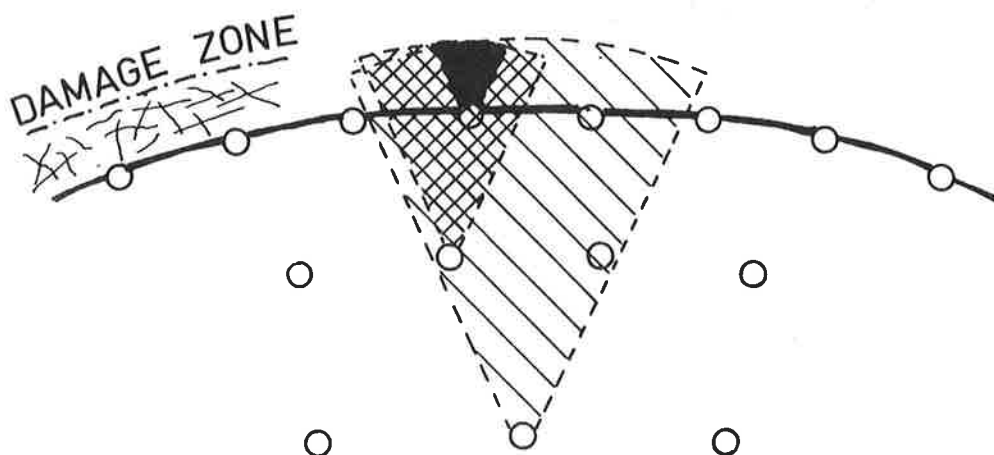


Reducera hålavståndet!
Reducera laddningskoncentrationen!

Figur 53. Ta hänsyn till avstånden mellan svaghetsplanen. (joint distances).

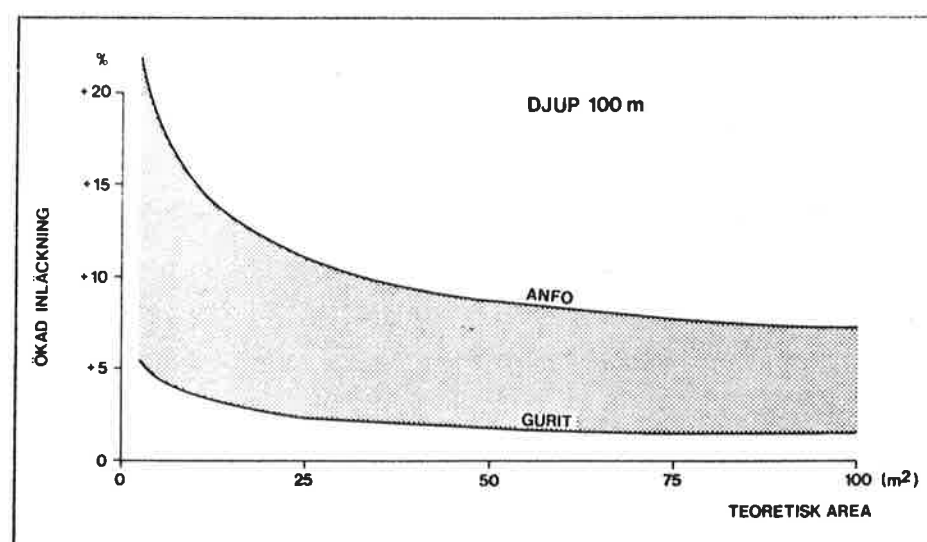
När hålavstånden reduceras skall laddningskoncentrationen även reduceras. Se till så att laddningskoncentrationen per m^3 berg är densamma.

Vid en rätt utförd sprängning skall man även tänka på att ej ladda närliggande rader för kraftigt. Önskvärt är att modellen används så att skadezonens utsträckning utanför teoretisk kontur är densamma för såväl periferihål (slätsprängningshål) som för närliggande strossrader.



Figur 54. Använd modellen för att kontrollera att även strossraderna är rätt laddade.

Carlsson et al /60/ har på basis av SveDeFo's bergskademodell betraktat den ökade vatteninläckningen som erhålles för olika tunnelareor när olika sprängämnen i $\varnothing$ 45 mm konturhål använts. Figuren nedan visar den ökade inläckningen.



Figur 55. Ökad inläckning som funktion av teoretisk tunnelarea vid sprängning med Gurit och ANFO i $\varnothing$ 45 mm borrhål.

När man arbetar i utlandet får man räkna med att man sällan kan få tag på ett så bra slätsprängningssprängämne som Gurit. Vanligtvis finns det "kontursprängningssprängämnen", men tyvärr har de oftast en betydligt högre linjär laddningskoncentration trots att man i det aktuella berget skulle behöva ett svagare sprängämne än Gurit $\emptyset$ 17 mm. Om det överhuvudtaget inte går att få tag på en fullgod produkt kan det vara värt att prova någon detonerande stubin 40 - 80 grains/foot som kanske vanligtvis används för seismiska ändamål. Dessa stubiner är i regel dyrare än ett slätsprängningssprängämne men ofta kan man tjäna in kostnaderna på en reducerad driftsförstärkning och mindre överberg. Man bör dock försöka att i görligaste mån centrera dessa stubiner i borrhålen så att de ej ligger an mot borrhålsväggen ty de har en mycket hög detonationshastighet och ger således upphov till större mikrosprickbildning.

I detta kapitel har inte borrningen berörts men det skall nämnas att en bra skonsam sprängning aldrig kan erhållas om inte borrningen är acceptabel. Kontursprängningsraderna borrar alltid med en viss stickning för att man skall få utrymme för bormaskinen att påbörja nästa salvas konturrader. För en salvlängd på 3 m bör stickningen uppgå till 3^0 (5 cm/m) för att tillräckligt utrymme skall ges för borrning av nästa salva. Dålig borrhingsnoggrannhet resulterar alltid i mer överberg och en dålig finish på konturen.

Vid sprängning i svagt berg finns det alltid lokala underentreprenörer som "vet" att det spelar ingen roll om skonsam sprängning utförs eller ej ty det som skall ner kommer ner ändå hur man än spränger. TRÖ DOM EJ! Ett bättre resultat erhålles alltid om försiktighet används vid kontursprängningen.

7 BEGRÄNSNINGAR OCH PROBLEM MED BORRNING- SPRÄNGNING

Mekaniserade uttagsmetoder har alltid många tekniska och ekonomiska begränsningar. Eftersom borrning-sprängning är den mest flexibla uttagsmetoden har den få begränsningar.

Här berörs några viktiga begränsningar samt problemen med borrning-sprängning.

7.1 Projekttiden

I alla projekt är det byggnadstiden som är den väsentligaste för projektets totalekonomi. Tunneln måste drivas så snabbt som möjligt. I typer av berg där mekaniserade uttagsmetoder kan användas blir framdriften ofta högre än med borrning-sprängning. Detta beror bl a på att borrning-sprängning består av många delmoment som tidsmässigt är beroende av varandra. Sprängning kan kanske bara ske på vissa tider och man måste vänta medan spränggaser vädras ut. Lastningen är dessutom inte någon kontinuerlig process som när t ex tunnelborrningsmaskiner används.

7.2 Ventilation

Sprängning fordrar en effektiv ventilation. I långa tunnlar kan detta bli komplicerat och dyrbart och är dessutom i små tunnlar utrymmeskrävande.

7.3 Gaser /61, 62/

Att beakta förekomsten av gas i tunnelbygge är viktigt p g a dess explosiva och giftiga egenskaper. Vanligast förekommande är metangas. Den bildas i lager som innehåller organiskt material och kommer fram från intilliggande områden. Om geologin säger att det finns eventuell närvaro av sådana lager skall alltid en metanundersökning göras.

I sådana bergarter kan sprängning inte användas utan måste modifieras. De sprängämnen som används kan vid detonationen antända bränsle-, luftblandningen och orsaka explosioner. Vid kolbrytning under jord har t ex olika länder skilda krav på vilka sprängämnen som får användas. De sprängämnen som används kallas vanligen för "permissible explosives".

Vid arbeten där metan förekommer bör "permissible explosives" användas tillsammans med sprängkapslar av koppar.

Metangas är speciellt vanlig i närheten av kolflötsar men stiger även upp från förmultnande bottenvegetation i sjöar, från torvförekomster och ibland från soptippar. Den är mycket lättare än luft och om koncentrationen metan i bränsle-luftblandningen ligger mellan 5.0 - 15.0% sker lätt en explosion om energi tillföres via t ex en gnista. Om bränsle-luftblandningen är rikare än 15.5% metan sker ingen explosion utan blandningen förbränns på ett mer kontrollerat sätt. Se figur 56. En explosion kan initieras via en gnista, en öppen flamma eller via varmgång i någon motor. Säkerhetsbestämmelserna är rigorösa i t ex kolgruvor där metan ofta påträffas. Engelska kolgruvor tillåter inte ens att batteridrivna armbandsur bärs. Explosioner har inträffat i tomma tunnlar där den enda förklaringen till explosionen torde vara att fallande sten gett upphov till en gnista med tillräckligt energiinnehåll.

Densiteten hos befintliga kolväten är viktig för att förutsäga gasens uppträdande. För metan gäller t ex att den är lättare än luft. Om metan sipprar ut i en tunnel eller ett bergrum kommer den att samlas under taket om inte inversion förekommer. Vid kontrollmätningen av metankoncentrationen skall därför mätningarna ske i närheten av taket. Metan är luktfri och färglös och den är inte giftig. Metan har en lägre densitet än luft medan de övriga kolväteföreningarna propan, butan etc är tyngre än luft.

När tunnelarbeten pågår i petroleumbärande lager skall gasmätningar utföras såväl i takhöjd som golvhöjd. Dessutom skall koncentrationen uppmätas i de utbrutna bergmassorna eftersom gasen kan vara bunden till massorna. 1971 inträffade en svår explosion när fordon med lastade massor exploderade.

Det kan nämnas att det idag kända rikaste oljefältet per km² inte ligger i Kuwait eller Nordsjön utan i Los Angeles centrala del. En tunnelbana skall byggas i denna omgivning och problem kommer att uppstå dels i fråga om hur den skall byggas säkert och dels i fråga om hur man i den färdiga anläggningen skall förhindra att gas läcker in. Det bästa botemedlet mot gasproblem är en god ventilation. Om gaskoncentrationen är 20% av undre gränsvärdet klassificeras fortfarande tunneln som en "gassy tunnel" trots att säkerhetsfaktorn är fem. Man skall komma ihåg att det ofta uppstår ogynnsamma situationer då gasfickor kan friläggas med en åtföljande snabb koncentrationsökning.

LIMITS OF INFLAMMABILITY

Reprinted from "Combustion Flame and Explosions of Gases," B. Lewis and G. von Elbe, authors, Academic Press (1951), publishers, by special permission.

The limits of inflammability given in the following tables were all determined at atmospheric pressure and room* temperature for upward propagation in a tube or bomb 2 inches or more in diameter. Values are on a percentage-by-volume basis.

LIMITS OF INFLAMMABILITY OF GASES AND VAPOURS IN AIR

Compound	Empirical formula	Limits of inflammability		Compound	Empirical formula	Limits of inflammability	
		Lower	Upper			Lower	Upper
Paraffin hydrocarbons				Acids			
Methane	CH ₄	5.00	15.00	Acetic acid	C ₂ H ₄ O ₂	5.40	
Ethane	C ₂ H ₆	3.00	12.50	Hydrocyanic acid	HCN	5.60	40.00
Propane	C ₃ H ₈	2.12	9.35	Esters			
Butane	C ₄ H ₁₀	1.86	8.41	Methyl formate	C ₂ H ₄ O ₂	5.05	22.70
Isobutane	C ₄ H ₁₀	1.80	8.44	Ethyl formate	C ₃ H ₆ O ₂	2.75	16.40
Pentane	C ₅ H ₁₂	1.40	7.80	Methyl acetate	C ₃ H ₆ O ₂	3.15	15.60
Isopentane	C ₅ H ₁₂	1.32		Ethyl acetate	C ₄ H ₈ O ₂	2.18	11.40
2,2-Dimethylpropane	C ₅ H ₁₂	1.38	7.50	Propyl acetate	C ₅ H ₁₀ O ₂	1.77	8.00
Hexane	C ₆ H ₁₄	1.18	7.40	Isopropyl acetate	C ₅ H ₁₀ O ₂	1.78	7.80
Heptane	C ₇ H ₁₆	1.10	6.70	Butyl acetate	C ₆ H ₁₂ O ₂	1.39	7.55
2,3-Dimethylpentane	C ₇ H ₁₆	1.12	6.75	Amyl acetate	C ₇ H ₁₄ O ₂	1.10	
Octane	C ₈ H ₁₈	0.95		Hydrogen			
Nonane	C ₉ H ₂₀	0.83		Hydrogen	H ₂	4.00	74.20
Decane	C ₁₀ H ₂₂	0.77	5.35	Nitrogen compounds			
Olefins				Ammonia	NH ₃	15.50	27.00
Ethylene	C ₂ H ₄	2.75	28.60	Cyanogen	C ₂ N ₂	6.60	42.60
Propylene	C ₃ H ₆	2.00	11.10	Pyridine	C ₅ H ₅ N	1.81	12.40
Butene-1	C ₄ H ₈	1.65	9.95	Ethyl nitrate	C ₂ H ₅ NO ₃	3.80	
Butene-2	C ₄ H ₈	1.75	9.70	Ethyl nitrite	C ₂ H ₅ NO ₂	3.01	50.00
Amylene	C ₆ H ₁₀	1.42	8.70	Oxides			
Acetylenes				Carbon monoxide	CO	12.50	74.20
Acetylene	C ₂ H ₂	2.50	80.00	Ethylene oxide	C ₂ H ₄ O	3.00	80.00
Aromatics				Propylene oxide	C ₃ H ₆ O	2.00	22.00
Benzene	C ₆ H ₆	1.40	7.10	Dioxan	C ₈ H ₁₆ O ₂	1.97	22.25
Toluene	C ₇ H ₈	1.27	6.75	Diethyl peroxide	C ₄ H ₁₀ O ₂	2.34	
o-Xylene	C ₈ H ₁₀	1.00	6.00	Sulfides			
Cyclic hydrocarbons				Carbon disulfide	CS ₂	1.25	50.00
Cyclopropane	C ₃ H ₆	2.40	10.40	Hydrogen sulfide	H ₂ S	4.30	45.50
Cyclohexane	C ₆ H ₁₂	1.26	7.75	Carbon oxysulfide	COS	11.90	28.50
Methylcyclohexane	C ₇ H ₁₄	1.15		Chlorides			
Terpenes				Methyl chloride	CH ₃ Cl	8.25	18.70
Turpentine	C ₁₀ H ₁₆	0.80		Ethyl chloride	C ₂ H ₅ Cl	4.00	14.80
Alcohols				Propyl chloride	C ₃ H ₇ Cl	2.60	11.10
Methyl alcohol	CH ₄ O	6.72	36.50	Butyl chloride	C ₄ H ₉ Cl	1.85	10.10
Ethyl alcohol	C ₂ H ₆ O	3.28	18.95	Isobutyl chloride	C ₄ H ₉ Cl	2.05	8.75
Allyl alcohol	C ₃ H ₆ O	2.50	18.00	Allyl chloride	C ₃ H ₅ Cl	3.28	11.15
n-Propyl alcohol	C ₃ H ₈ O	2.15	13.50	Amyl chloride	C ₅ H ₁₁ Cl	1.60	8.63
Isopropyl alcohol	C ₃ H ₈ O	2.02	11.80	Vinyl chloride	C ₂ H ₃ Cl	4.00	21.70
n-Butyl alcohol	C ₄ H ₁₀ O	1.45	11.25	Ethylene dichloride	C ₂ H ₄ Cl ₂	6.20	15.90
Isobutyl alcohol	C ₄ H ₁₀ O	1.68		Propylene dichloride	C ₃ H ₆ Cl ₂	3.40	14.50
n-Amyl alcohol	C ₅ H ₁₂ O	1.19		Bromides			
Isoamyl alcohol	C ₅ H ₁₂ O	1.20		Methyl bromide	CH ₃ Br	13.50	14.50
Aldehydes				Ethyl bromide	C ₂ H ₅ Br	6.75	11.25
Acetaldehyde	C ₂ H ₄ O	3.97	57.00	Allyl bromide	C ₃ H ₅ Br	4.36	7.25
Crotonic aldehyde	C ₄ H ₆ O	2.12	15.50	Amines			
Furfural	C ₅ H ₄ O ₂	2.10		Methyl amine	CH ₃ N	4.95	20.75
Paraldehyde	C ₆ H ₁₂ O ₃	1.30		Ethyl amine	C ₂ H ₇ N	3.55	13.95
Ethers				Dimethyl amine	C ₂ H ₇ N	2.80	14.40
Methylethyl ether	C ₃ H ₈ O	2.00	10.00	Propyl amine	C ₃ H ₉ N	2.01	10.35
Diethyl ether	C ₄ H ₁₀ O	1.85	36.50	Diethyl amine	C ₄ H ₁₁ N	1.77	10.19
Divinyl ether	C ₄ H ₆ O	1.70	27.00	Trimethyl amine	C ₃ H ₉ N	2.00	11.60
Ketones				Triethyl amine	C ₆ H ₁₅ N	1.25	7.90
Acetone	C ₃ H ₆ O	2.55	12.80	* The upper limits of some vapors were determined at somewhat higher temperatures because of their low vapor pressures.			
Methylethyl ketone	C ₄ H ₈ O	1.81	9.50				
Methylpropyl ketone	C ₅ H ₁₀ O	1.55	8.15				
Methylbutyl ketone	C ₆ H ₁₂ O	1.35	7.60				

Figur 56. Gränser för kemiska föreningars förbränning. / 62/.

Vid tunneldrivning där gaskoncentrationerna ligger mellan 20 - 30% av undre gränsvärdet, kan man fortfarande arbeta säkert om en rigorös kontroll sker. Om koncentrationen ligger på 30% bör tunneln utrymmas, elektriciteten bör brytas och ventilerings bör ske till dess att koncentrationerna är tillräckligt låga ($\sim 1.25\%$). Bestämmelser för erforderlig ventilation varierar från land till land. I Californien, USA krävs en tillförd luftmängd om 200 kubikfot (5.7 m^3) per minut och man. Därutöver tillkommer ytterligare luftmängd om dieselmotorer används. Strömningshastigheten i tunneln skall vara 30 m/min för att ej metan skall ansamlas i tunneltaket.

Om förstärkningen i tunneln utgöres av stålbågar kan det vara svårt att uppnå den stipulerade genomströmningshastigheten då gasen kan samlas i fickor bakom stålbågarna.

Vid tunnelbyggande i Colombia skedde två gasexplosioner med fyra respektive sjutton döda. Vid fronten läckte ca 12 m^3 gas ut per minut. För att hålla koncentrationen på ofarlig nivå hade krävts en ventilation på ca 2300 m^3 luft per minut. Eftersom tunneln hade en liten area fanns det ingen som helst möjlighet att uppnå detta. I stället var man tvungen att driva ventilationschakt.

Andra metoder att minska gaskoncentrationerna kan vara att pilotborra och samla upp gasen. Vid gruvdrift borrar man ibland direkt från ytan framför fronten och ventilerar ut gasen. Vid tunnelbyggande är detta ofta omöjligt på grund av den stora bergtäckningen och på grund av att geologin ofta är mer komplex än i kolgruvor. Tunnelarnas utsträckning är dessutom vanligtvis större än för en gruva med bred brytningsfront.

Vatten injekteras ibland men detta kräver ofta mycket höga tryck för att uppnå märkbara resultat.

För att reducera gasläckaget från tunneln kan sprutbetong appliceras på tak, väggar och sula.

Inga av de ovan beskrivna metoderna kan betraktas vara hundra procentigt effektiva varför mycket stor försiktighet och kontroll krävs vid tunnelarbeten i sådana geologiska formationer som kan innehålla gas.

Svavelväte kan också förekomma som en produkt av organisk förmultning. Det är mycket giftigt och kan finnas i existerande eller övergivna avloppsledningar. Svavelväte är mycket farligt därför att först känner man lukten, men när man blivit exponerad för den försvinner lukten. Därför skall tunneln utrymmas så snart som lukten först känns.

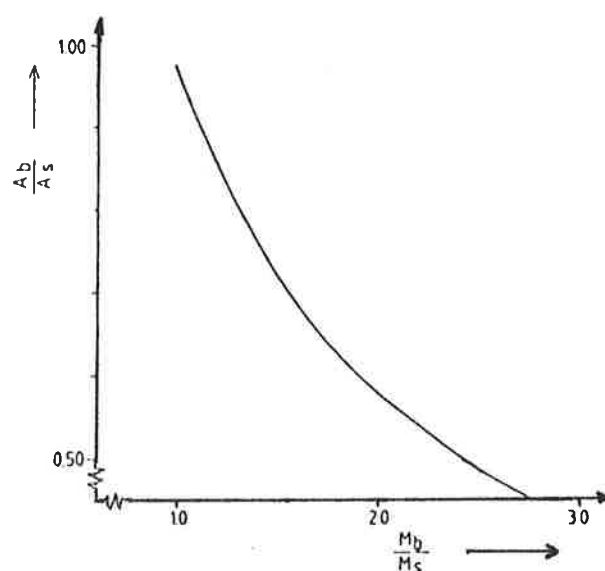
Koloxid kan genereras när kollager ligger och pyr eller vid bränder där förbränningen inte är fullständig. Den är mycket giftig.

Koldioxid är resultatet av fullständig förbränning. Den är inte direkt giftig men kan ersätta luft och reducerar på så sätt syrehalten. Koldioxiden är tyngre än luft och kan samlas i schakt och gropar.

Svaveldioxid är giftig och kan finnas naturligt i vulkaniska områden.

7.4 Släta ytor

Sprängning är en ganska brysk metod att fragmentera berg. Även vid försiktig sprängning blir bergytan ojämn och kan t ex i vattenöverföringstunnlar medföra att friktionsförlusten blir större än med fullortsborrning. Figur 57 visar den nödvändiga fullortsborrade area som funktion av bergets råhet (råheten definierad genom Mannings tal).



$$\frac{A_b}{A_s} = \frac{\text{FULLPROFILBORET AREAL}}{\text{SPRENGT AREAL}}$$

$$\frac{M_b}{M_s} = \frac{\text{RUHET FOR FULLPROFILBORET}}{\text{RUHET FOR SPRENGT}}$$

Figur 57. Fullortsborrade area som funktion av bergets råhet. Efter Solvik/63/.

Under antagande att en fullortsborrade och en sprängd tunnel skall ha samma vattenöverföringskapacitet, blir förhållandet mellan fullortsborrade och sprängd area omkring 0.6 /63/.

7.5 Vibrationer - bergskador - överberg

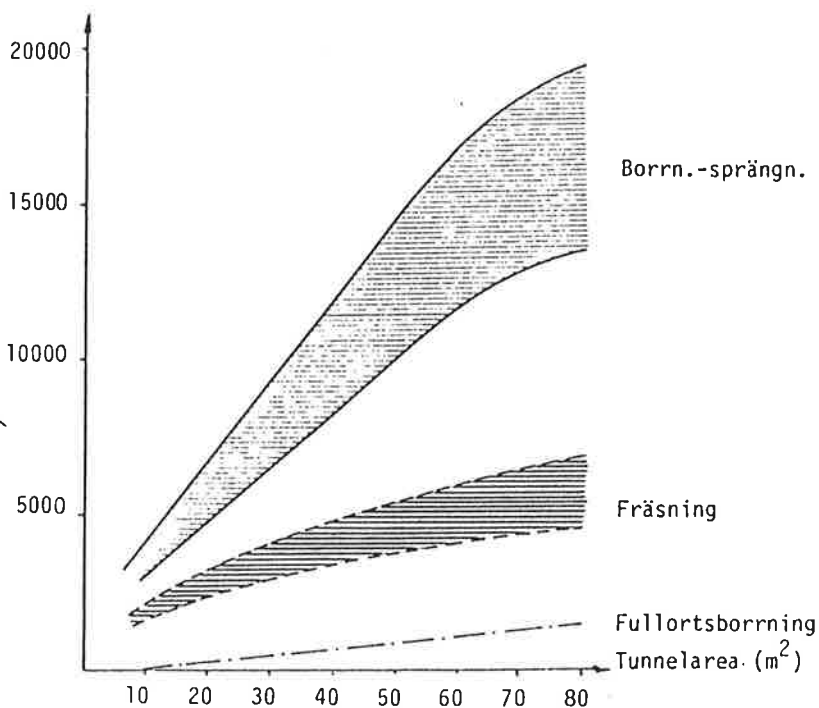
Vibrationer vid sprängningen kan ge upphov till skador på bebyggelsen ovan, t ex i tättbebyggt samhälle, samt skador på konstruktioner och anläggningar i närheten, se 4.3.

Bergskadorna medför att överbergsdelen blir stor. Vid behov av "lining" måste överberget ersättas med betong. Bergman /64/ anger följande exempel på ekonomiska konsekvenser:

Tunneldiameter:	3.5 m
Tunnellängd:	5000 m
Överberg:	0.3 m utanför profilen
Betongpris:	350 kr/m ³

Kostnad för överbetongen blir 6.3 MSEK vilket är omkring halva inköpsvärdet för en TBM. Gehring /65/ visar i figur 58 merkostnaden för betong som funktion av tunnelarean.

Merkostnad för betong beroende på för stor profil (SEK/tunnelmeter).



Figur 58. Merkostnaden för betong per tunnelmeter vid för stor uttagen profil beroende på tunnelarean: /65/.

Vid sprängning kan man också få kvarlämnat berg innanför den teoretiska profilen. Detta berg blir mycket kostsamt att i efterhand ta bort.

8. VAD STYR METODVALET OCH VILKA RESULTAT KAN UPPNAS?

Ett uttagsmetodval styrs enligt Gehring /65/ huvudsakligen av följande punkter:

a) Projektberoende egenskaper

- 3 - tunnels längd
- 3 - " area
- 4 - " avstånd till överytan och närliggande anläggningar
- 2 - " tillgänglighet
- 4 - " användning
- 2 - tillgång till energi
- 5 - projekttid
- 2 - eventuell användning av den utbrutna bergmassan

b) Geologiska egenskaper

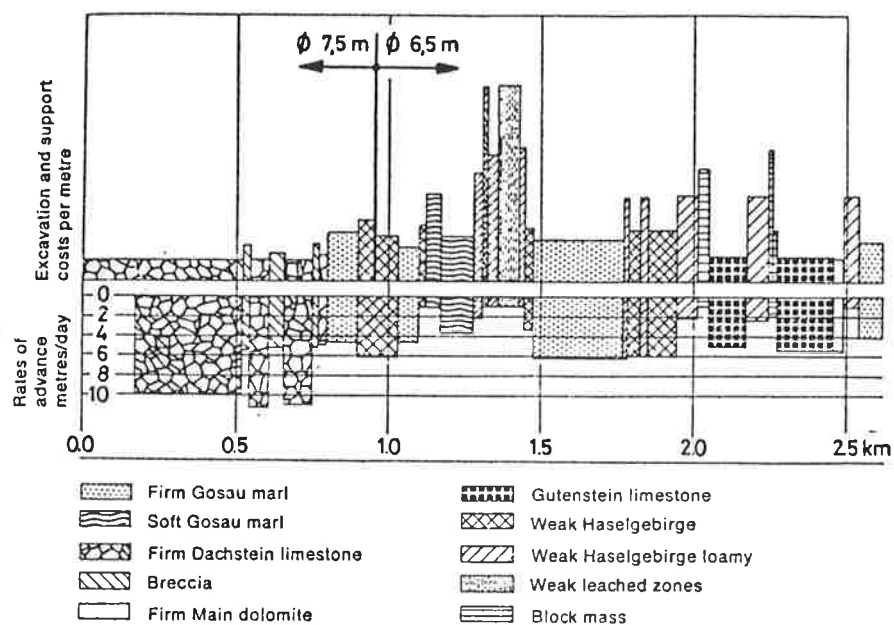
- 3 - bergartens kvalitet och mängd
- 3 - sprickighet
- 2 - petrografi
- 2 - bergmekaniska egenskaper
- 2 - vatten

Siffrorna före varje faktor är ett försök till viktning för borrhning-sprängning i en skala 1-5 där 5 är den viktigaste faktorn.

För valet av borrhning-sprängning är de projektberoende egenskaperna viktigare än de geologiska, till skillnad från fräsning och TBM, som är väldigt beroende av geologin.

Framdriften med borrhning-sprängning varierar med geologin och graden av mekanisering. Fig 59 visar rätt tydligt geologins inverkan på framdrift och uttagskostnad.

Figur 60 visar skillnaden i drivningskostnad mellan ett luft- och ett hydrauliskt borrhaggregat.



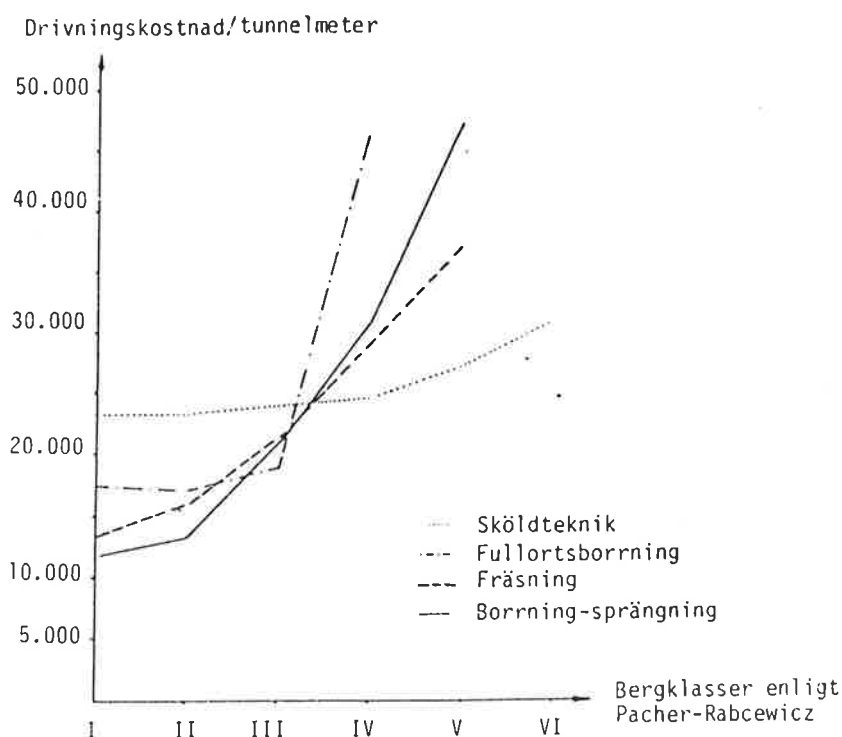
– The influence of geological conditions on the rate of advance and on costs when driving tunnels (after Spaun, 1974)

Figur 59. Geologins inverkan på framdrift och uttagskostnad. / 9/.

Comparison of drilling and blasting costs		
Alternative	Old drill rig	New drill rig
Capital investment,	\$US10 000	\$US378 000
Rock drills	4×BBC 120F	3×COP 1038 HD
Power system	pneumatic	hydraulic
Drilling cost	\$US/drill m	\$US/drill m
Capital	0.02	0.35
Labour	0.44	0.17
Repair & maintenance	0.35	0.29
Drill steel & bits	0.57	0.37
Energy, air, water	0.22	0.06
Sundries	0.33	0.19
Total drilling costs	1.93	1.43
Total blasting costs	2.18	2.15
Excavation costs	\$US/m ³ rock	\$US/m ³ rock
Drilling costs	3.11	2.30
Blasting costs	3.51	3.44
Total drill + blast	6.62	5.73

Figur 60. Kostnadsjämförelse luft- respektive hydraulaggregat. Efter Hamrin /66/.

Figur 61 visar drivningskostnader för olika bergklasser där I är mycket bra berg och VI mycket dåligt berg.



Figur 61. Drivningskostnaden för olika bergklasser och uttagsmetoder. (Arean 26 m², längden 4 000 m, tryckhållfastheten 50-80 MPa). Efter Gehring /65/

Om berget inte är så dåligt att det kräver att sköldteknik används vid berguttaget, är oftast borrning - sprängning den billigaste metoden. Vid dåligt berg har borrning - sprängning en sådan flexibilitet att optimum mellan driftförstärkning och indrift kan uppnås. I sådant berg där driftförstärkningar ej är alltför omfattande (kort tid mellan uttag och driftförstärkning) kan fräsning vara en alternativ metod.

Vid ett workshop för gruppen berguttag sammanställdes några viktiga punkter för metodval. Här ansågs att bergets stabilitet är den viktigaste faktorn för metodval.

1. Stabilitet
2. Vattenproblem
3. Avverkningshastighet
4. Verktygskostnader
5. Miljö (temp. + gas)

Vidare upprättades en sammanställning på vilka olika förundersökningar som uttagsmetoderna kräver. (N = nödvändig, Ø = önskvärd och S = vid speciella tillfällen).

Förundersökning	TBM	Fräsn.	Borrn.- Sprängn.
Geologisk ytkartering	N	N	N
Ingenjörsgelogisk kartläggning	N+	N+	N+
" tolkning			
Seismik	Ø	Ø	Ø
Kärnborrning (sprickfrekvens)	N		
Geoelektrisk undersökning	Ø		
Pumptest	S	S	S
Vattenförlustmätning	S	S	S
Bergartstestning (borrbarhet, σ_c)	N	N	Ø
Bergtrycksmätning	S	S	S

9. NAGRA INTRESSANTA TUNNELPROJEKT

- 9.1 Altengronauer, 1983
- 9.2 Imaichi water power station projekt, 1983
- 9.3 The nuclear waste plant in Carlsbad, New Mexico, 1983
- 9.4 Dinorwic, 1981
- 9.5 Rocky Mountain railway, 1983
- 9.6 Chicoasen, 1981
- 9.7 Paute, 1981
- 9.8 Mexico City, 1974
- 9.9 Limhamn, 1966
- 9.10 Plabutsch, 1982
- 9.11 Hong Kong, 1967
- 9.12 Alicura, 1982
- 9.13 La Fortuna , Utdrag ur SveDeFo rapport DU 1983:3
- 9.14 Carhuaquero, "- "-
- 9.15 Charcani V, "- "-
- 9.16 Majes, - 1990

9.1 Altengronauer, Västtyskland /67/.

Typ av anläggning: Järnvägstunnel

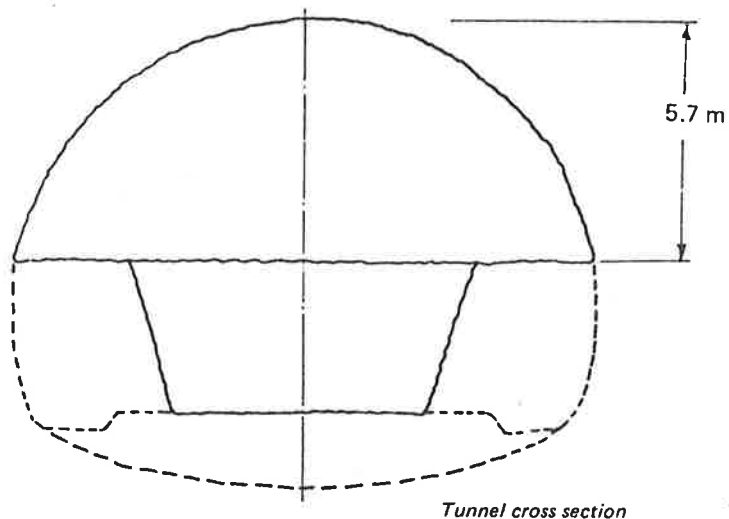
Geologi: Sandsten och horisontella lager av lerskiffer vilket betyder att tunnelgolvet blir lervälling om vatten tillsätts.

tryckhållfasthet 15-80 MPa

kvartsinnehåll 95 %

Data:	bredd	12-14 m	area 110-140 m ²
	höjd	9-11 m	
	längd	2333 m	

Uttag: Tunneln indelas i takort och pall enligt figur 62.



Figur 62. Tunneltvärsnitt

Täkorten drevs med ett hydraulaggregat som borrade ca 100 hål, $\varnothing$ 45 mm, samt hål för bergbultar.

Pallen borrades hydrauliskt med ca 50 hål i mitten och 25 hål på sidopallarna.

I denna bergartstyp kunde borrsjunkningen ökas genom att man ökade hydraulmaskinens slagtal, rotationshastighet och vridmoment, medan slaglängden minskades.

borrsjunkning	2,3-2,4 m/min
kronlivslängd	1500 m

Kapacitet:	Uppställning	5 min
	Borrning	50 "
	Laddning	30 "
	Sprängning + ventilation	30 "
	Lastning o transport	45 "
	Driftsförstärkning	120 "
	Skrotning	20 "
	Summa	300 min

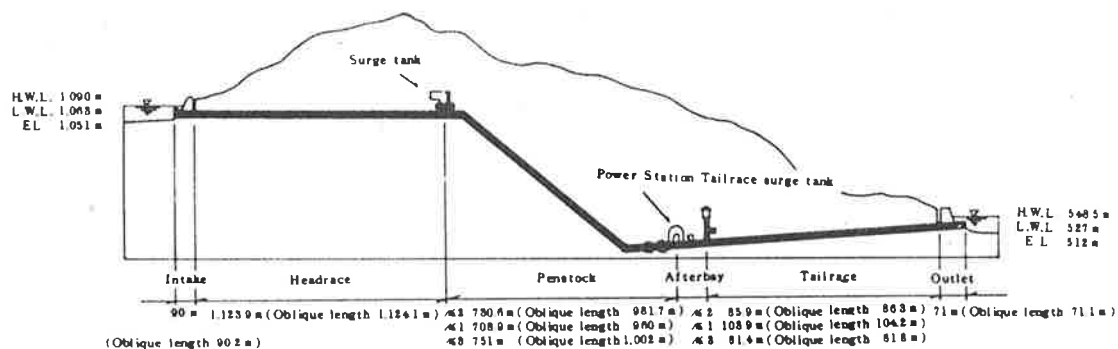
Detta ger en indrift på ca 7,2 m/dag .

Laddning: Ø25 mm Ammogelite
 Konturhålen med hålavstånd 40 cm
 laddades med 60-100 g/m Pentylstubin.
 Laddning pågår under borrningen .

Förstärkning: Stålbalkar, nät och sprutbetong .

9.2 Imaichi water power station project, Japan /68/

Typ av anläggning: Pumpkraftverk på 1050 MW, se figur 63.



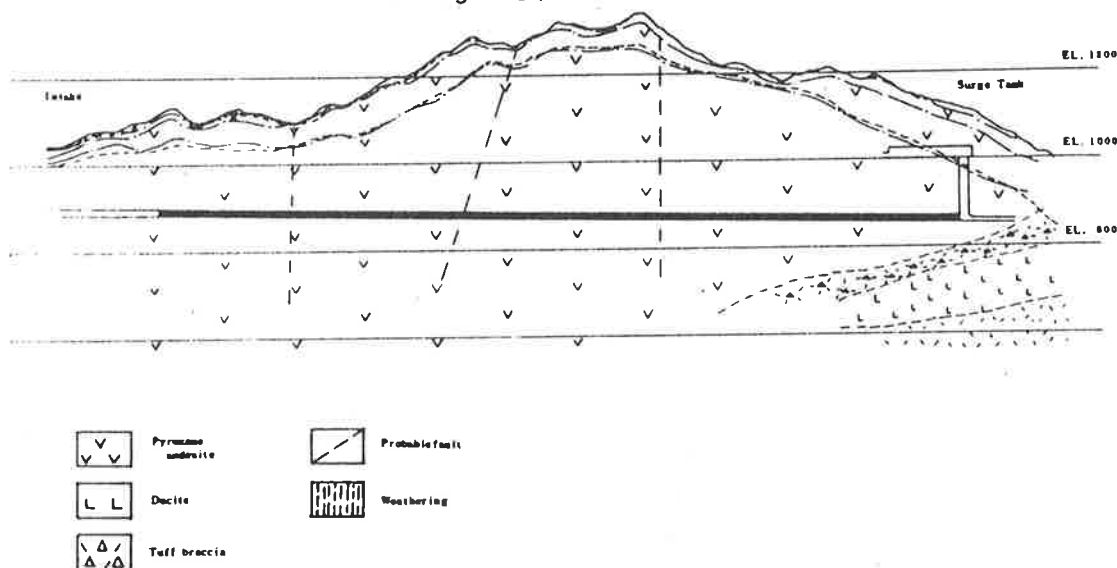
Figur 63. Anläggningslayout.

Data: Diameter 7,3 m med cirkulär profil

Headrace: Längd 924 m
Area 59 m^2 varav top-heading 44 m^2

Access: Längd 300 m
Area 23 m^2

Geologi: Pyrroline andesit från den tertiära perioden samt krosszoner och öppna sprickor som ibland är lerförande, se figur 64.



Figur 64. Geologin vid tunneln.

Seismik, gångtider i provbit längs tunneln:

3.1-5.1 km/s

Tryckhållfasthet:

(465-1761 kg/cm²) 45-170 MPa

Skjuvhållfasthet:

(26-145 kg/cm²) 2-14 MPa

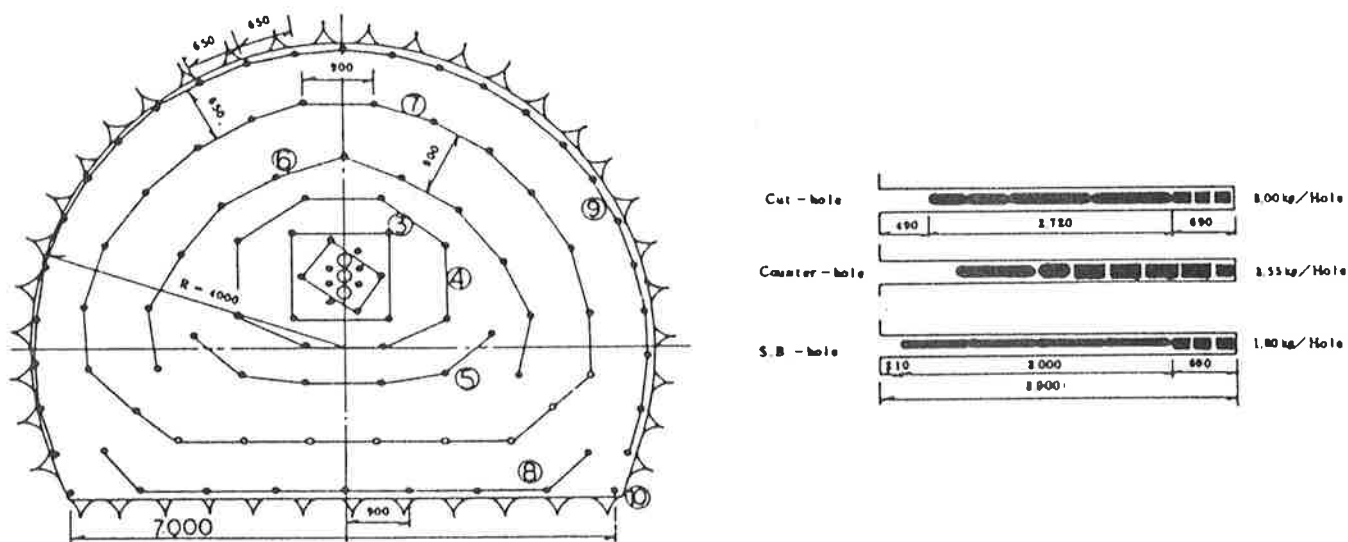
Uttag:

Tunneln indelades i takort och pall.

Takortens indrift varierade mellan 3.3 och 3.9 m beroende på geologin. Borraggregate var en Promec 501 med hydraulmaskiner och utlastningen skedde med CAT 977.

Pallen togs ut genom skonsam sprängning i 3.9 m parallella hål. Borrplanen bestämdes av hur söndersprucke berget var samt andelen lerfyllnad i sprickor.

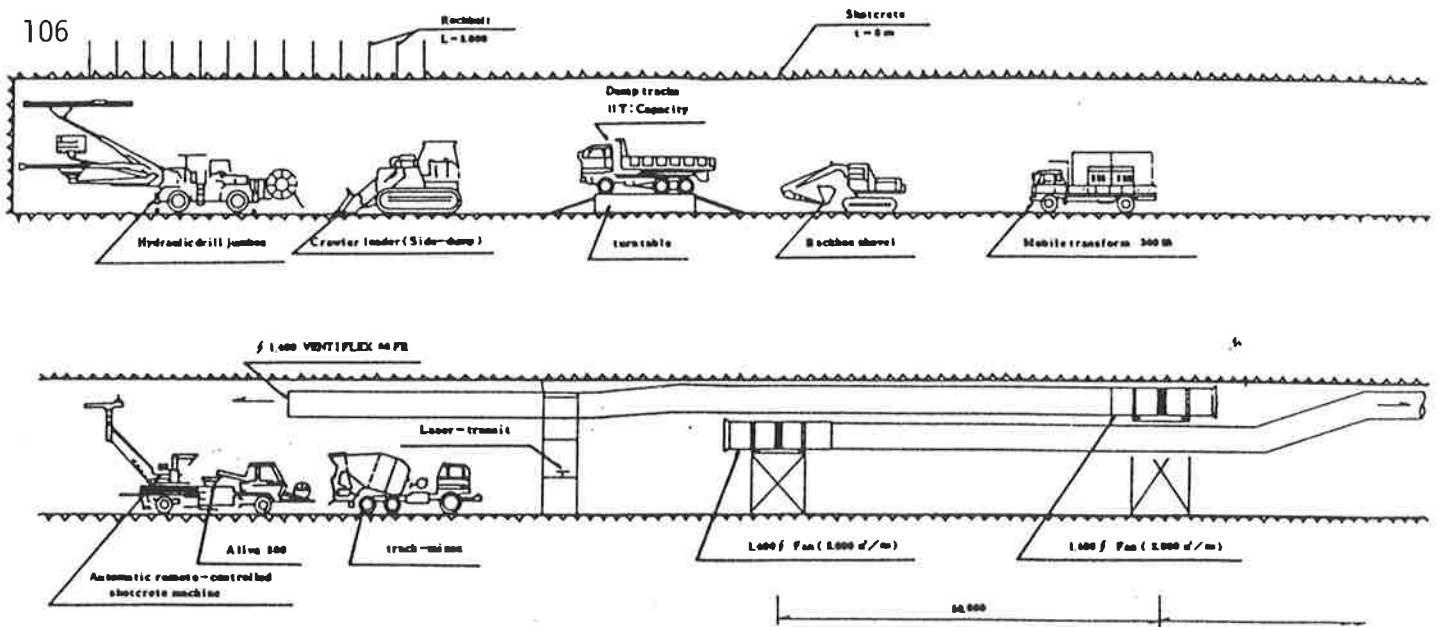
Resultatet efter varje sprängning registrerades för att hitta en optimal layout. Se figur 65.



Figur 65. Borrladdplan för tunneln.

Förstärkning:

Sprutbetong och bergbultar, $\varnothing$ 22 mm med en längd av 2-3 m. Förstärkningen kontrollerades med hjälp av konvergensmätning. Hela cykeln beskrivs i figur 66.



Figur 66. Uttagsmomenten.

Allmänt:

Man använder inte så ofta stora tunnelsalvor i Japan beroende på:

- 1) komplicerad geologi
- 2) problem med överberg
- 3) dyrbar utrustning
- 4) regler för stålbågeavstånd måste följas
- 5) man använder ofta förtimring
- 6) problem med borrh- o sprängutrustning
- 7) lång upplärningstid

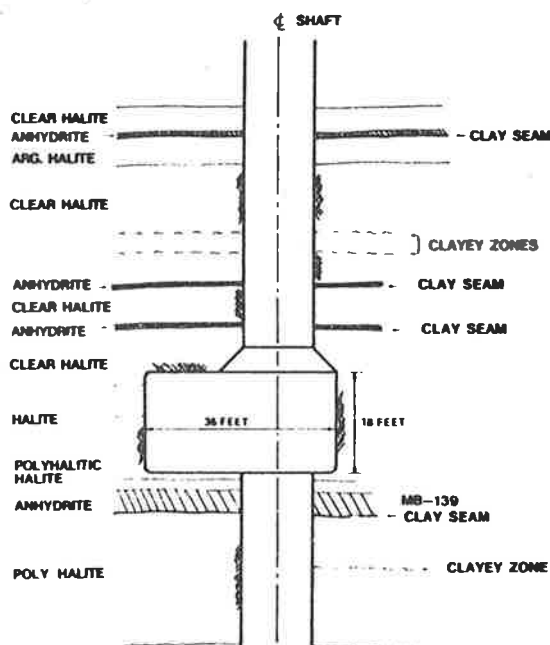
Numera använder man NATM med gott resultat.

9.3 The nuclear waste plant in Carlsbad, New Mexico /69/

Typ av anläggning: Förvaring av utbränt kärnbränsle

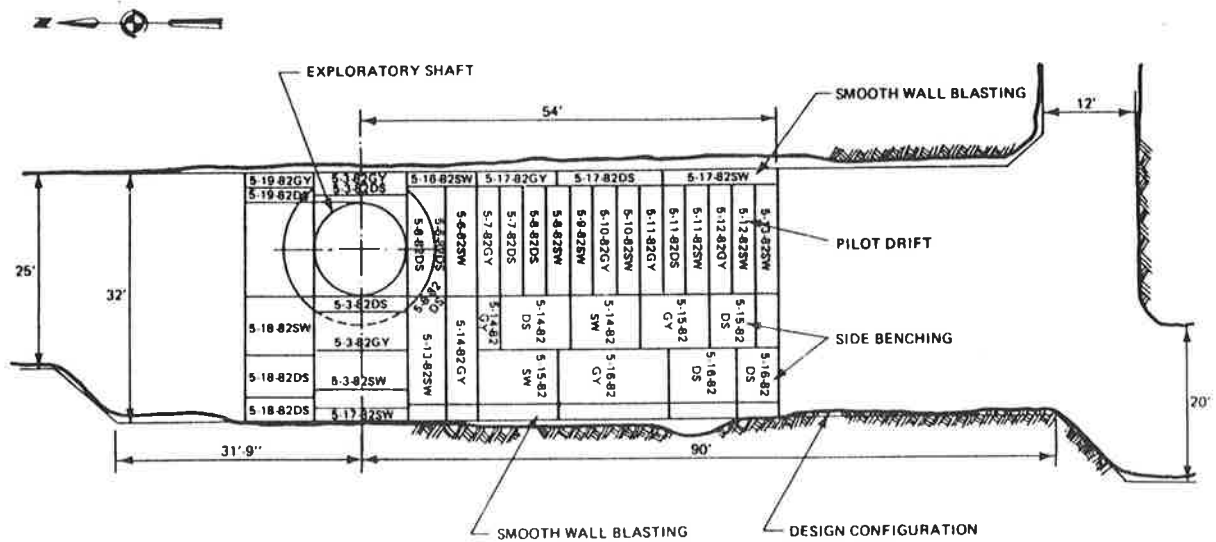
Allmänt: Projektet omfattar schaktsänkning och ortdrivning. Mestadels användes mekaniserade uttagsmetoder, dvs fullortsborrning för schaktet och fräsning av tunnlarna.
 Skippåfyllningsstationen togs dock ut med borrning och sprängning - stationen ligger ungefär 650 m under markytan.

Geologi: Hallit med lager av anhydrit samt alkalifältspat, se figur 67.



Figur 67. Geologin i schaktet och bergrummet.

Uttag: Pilotorten med bredd 3,6 m och höjd 2,7 m drevs in 16,5 m med 1,1 m indrift/gång.
 Hålstorlek, $\varnothing$ 41 mm, och öppning med 4 st 76 mm hål. 52 st hål borrades/salva och laddades med patroniserat vattengelsprängämne, $\varnothing$ 38 mm som toppinitierades, skonsam sprängning tillämpades på väggarna och resten med pallhöjd på 2,4 m strossades ut. Se figur 68.



Figur 68. Sprängplan

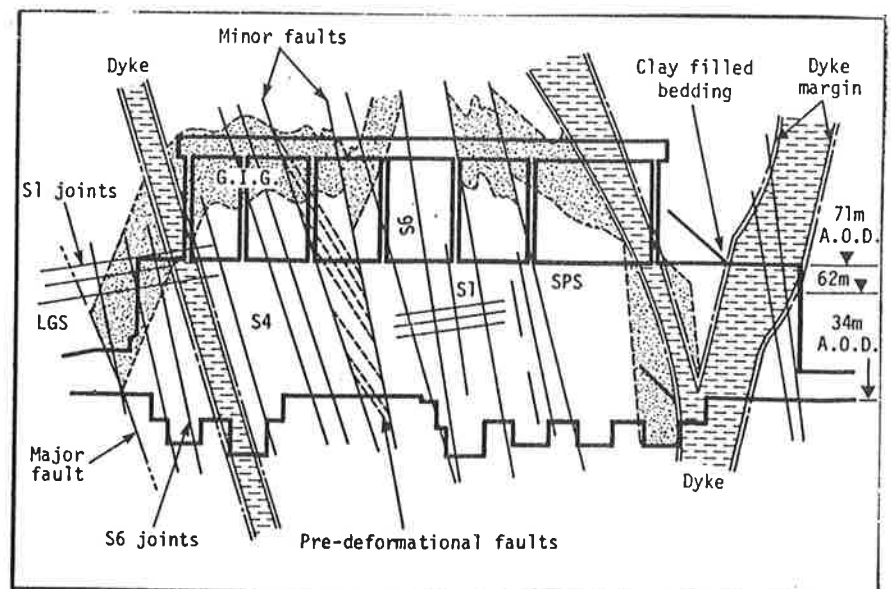
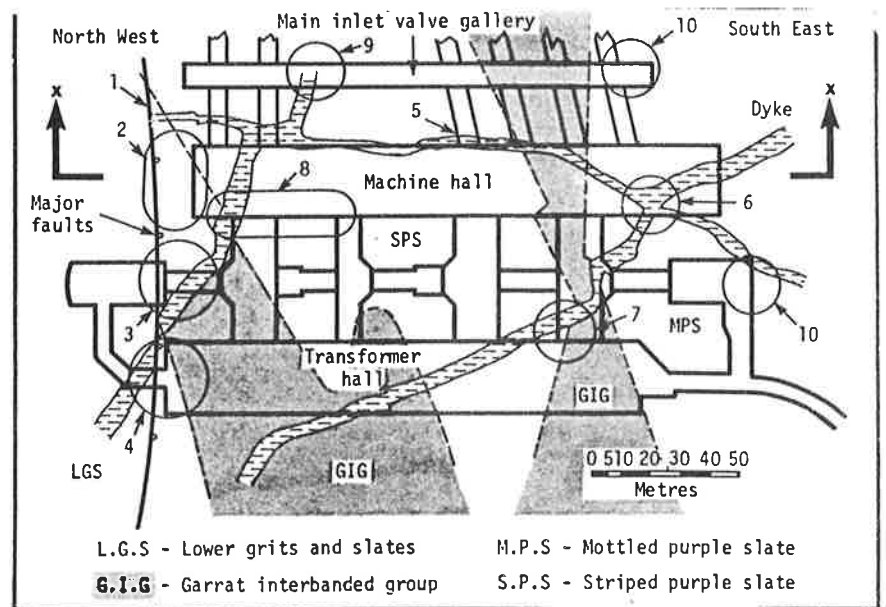
Bergförstärkning: Efter varje 2,5 m systembultades taket 1,8x1,8 m med 2,5-3 m långa plastingjutna bultar vilka förspändes. P g a för snabb härdtid fick man dock göra ombultning. Även detta blev dåligt så man bultade om hela taket nu med 0,6x0,6 m och 3-3,7 m långa bultar. Anledningen till problemen var troligen:

- Gångorna på bultarna förstördes
- Rörelser i berget så att bultarna gick av
- Installationsproblem

9.4 Dinorwic, North Wales /70/

Typ av anläggning: Pumpkraftverk

Geologi: Berget består av skiffer som är genomdraget av sandstensgångar och vertikalt stående diabasgångar. Figur 69 samt tabell 11 visar layouten med geologin samt de bergmekaniska egenskaperna.



Figur 69. Geologin vid Dinorwic.

Parameter	Value
1 <i>In situ stress</i>	
a) Major principal stress	18 MPa at 26/300
b) Intermediate principal stress	8 MPa at 26/198
c) Minor principal stress	6 MPa at 52/074
2 <i>Elastic parameters</i>	
a) Typical rock mass modulus	50 GPa
b) Poisson's ratio	0.2
3 <i>Rock density</i>	
All rock types	28 kN/m ³
4 <i>Rock strength</i>	
a) Dolerite dykes	80 - 180 MPa
b) All slate types	(20 MPa minimum) (110 MPa maximum)
5 <i>Shear strength</i>	
Discontinuities generally	$\phi = 30^\circ, c = 0$

Tabell 11. Bergmekaniska parametrar

Uttag:

Både specifika borrhningen och laddningen bestämdes och varierades noggrant för att bäst passa de geologiska förhållandena.

56 % av totalt 380 000 m³ togs ut med horisontell borrhning.

Tabell 12 visar utrustning och dimensioner.

Model	Equipment	Overall dimensions				Performance						Ave water consumption l/min
		L m	H m	W m	Weight tonnes	Max ht m	drilling wd m	range area m ²	Hole size mm	Air consumption at 6.5 bar m ³ /min		
Horizontal Tamrock 5-boom jumbo on dumptruck Kockum 424 dump-truck	1 central 360° rota boom ZR900 (automatic parallelism) 4 ZB901A normal booms – 2 No automatic vertical and 2 No automatic horizontal parallelism. 1 lifting basket 5 chain feeds for 4m long integral drill steel	11.0	3.2	4.1	33.0	10.0	12.7	105	ø=38 L=3660	56	100	
Tamrock 3-boom jumbo 'Maximatic'	1 central 360° rota boom ZR900 (automatic parallelism) 2 normal booms 901A (automatic vertical parallelism) 1 lifting basket 3 chain feeds for 4m long integral drill steel	11.5	2.58	3.15	22.3	7.2	10.5	65	ø=38 L=3660	34	60	
Tamrock 2-boom jumbo 'Minirondo'	2 MR600 hydraulic booms (automatic parallelism) 2 chain feeds for 3.2m long integral drill steel	7.0	2.2	2.3	8.5	7.2	4.5	33.7	ø=35 L=2500	23	40	
Vertical Tamrock Fixtrack	1 hydraulic fixed boom with a 5.4m chain feed for 3.05m long integral drill steel	7.5	1.95	2.5	6.1	4.3	—	4.1	ø=51...102	20.5	20	
Tamrock Zoomtrack	1 hydraulic telescopic boom with 5.4m chain feed for 3.05m long integral drill steel	7.6	1.95	2.5	7.75	6.1	—	20.0	ø=64...102	22.8	20	
Tamrock Twintrack	2 hydraulic articulated booms with 4.53m long chain feeds for 3m long integral steel	8.0	2.3	2.5	7.75	2.5	—	20.0	ø=36...64	29.0	40	
Rock Support Tamrock rock bolting jumbo on Aveling Barford SL300	1 telescopic boom ZB901 with chain feed for use with extension steel 1 lifting basket	11.5	3.8	2.6	14	6.7	—	—	ø=Up to 50	13.0	20	
Atlas Copco Promec T473 on Aveling Barford SL300	1 hydraulic boom with drifter Atlas Copco Cop 150 1 lifting basket	12	3.8	2.6	20	7.2	—	—	ø=L=12,000	19.0	20	

Tabell 12. Utrustning och dimensioner vid Dinorwic.

Sprängämnets densitet och detonationshastighet skulle uppfylla följande villkor:

- Åstadkomma en bra fragmentering i såväl hårt som mjukt berg
- Kompensera problem till följd av borrarning
- Användas vid skonsam sprängning

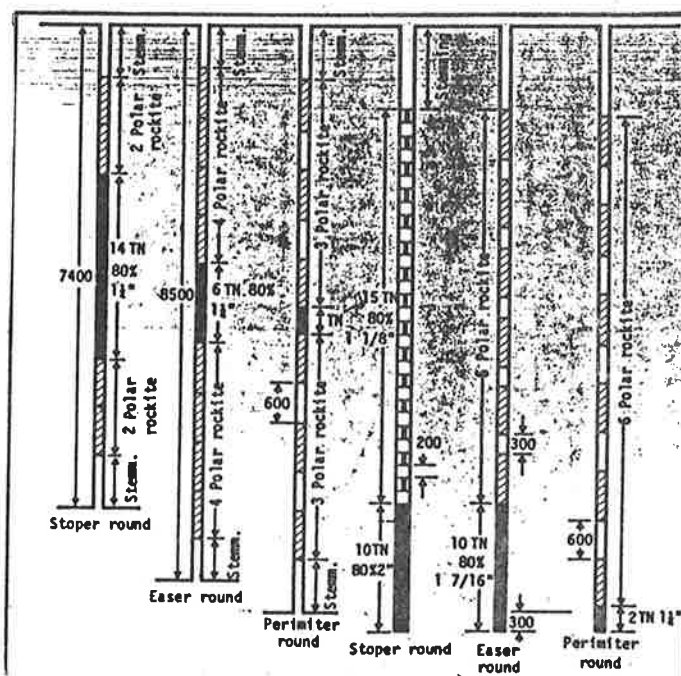
Dessa kriterier medförde att man valde "TN 80" som huvudsprängämne. Detta består av nitroglycerin och ammoniumnitrat med densiteten $1,4 \text{ kg/dm}^3$ och en detonationshastighet på 3500 m/s .

Vid skonsam sprängning användes "Polar rockite", med densiteten $0,98/\text{dm}^3$ och detonationshastighet 2300 m/s . Tabell 13 visar data på dessa sprängämnen och figur 70 visar några laddningskonfigurationer i pallen.

ICI	Tunnel Gelatine 80					Polar Rockite
Diameter of cartridges (mm)	28	32	37	51		22
Length of cartridges (mm)	200	200	200	200	300	750
Weight of cartridges (gr)	172	212	298	511	765	260
Weight strength *BG(%)			85			80
Bulk strength *BG(%)			80			50
Density (g/ml)			1.43			0.98

*BG = Blasting Gelatine

Tabell 13. Sprängämnesdata.



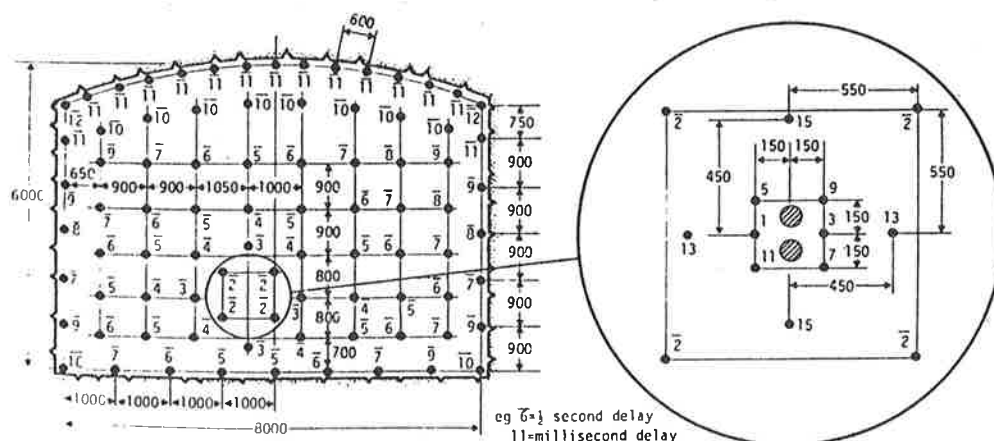
Figur 70. Laddningskonfigurationer.

I samtliga hål sattes dessutom Pentyl 32 g/m eller 124 g/m.

Konturhålen borrades med c:c 600 mm och laddades mycket försiktigt, 350-450 g/m². Den skonsamma sprängningen, ofta med dubbla konturrader, gav

- en stark front som minskade förstärkningsbehovet
- mindre överberg vilket minskade betongåtgången
- mindre sprickor och därmed mindre vattenläckage

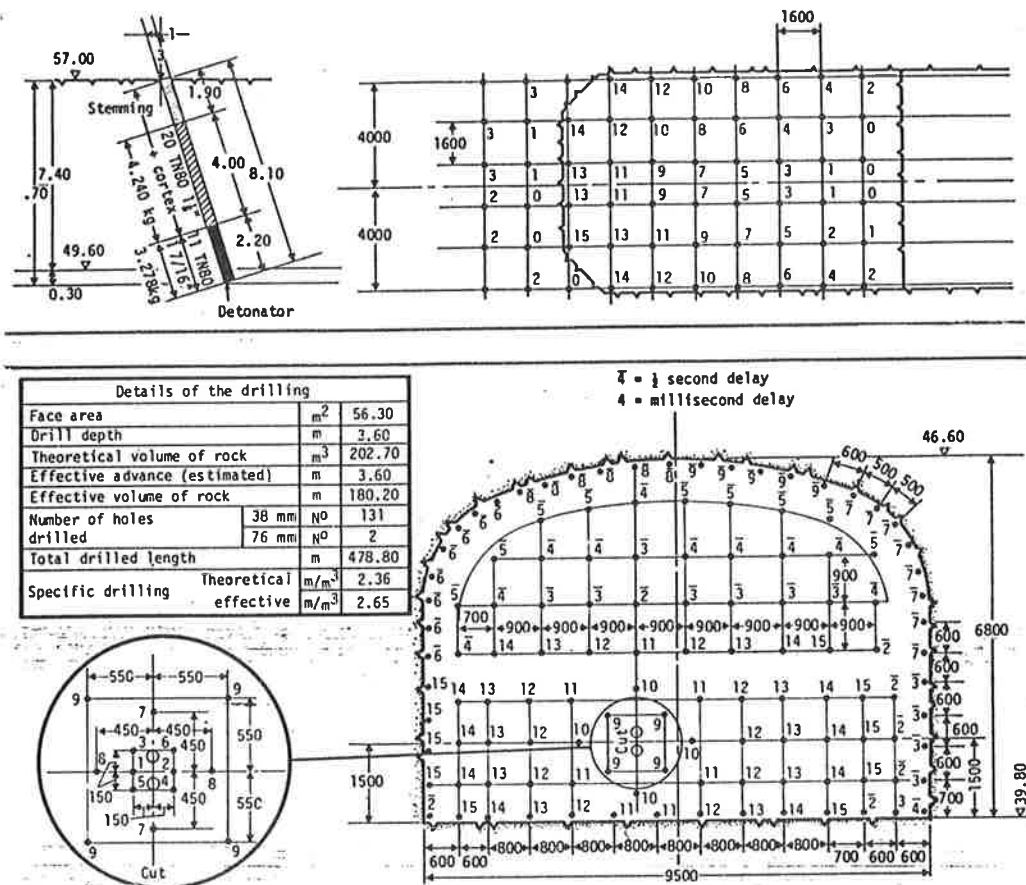
Man tillämpade även "line drilling" och försiktig sprängning med parallella 3,7 m långa hål borrade med c-c 2x $\emptyset$, ca 0,5 m från väggprofilen. Dessa hål lämnades oladdade för att reducera bergskadorna närmast väggen. Borrplanen visas i figur 71.



Figur 71. Borr-laddplan.

För öppningen borrades 2 st parallella 76 mm hål. Hålavståndet, för undvikande av överslag, var 120-150 mm.

Laddningskoncentrationen varierades genom avladdning samt genom olika laddningsdiameter. Figur 72 visar några olika laddplaner.

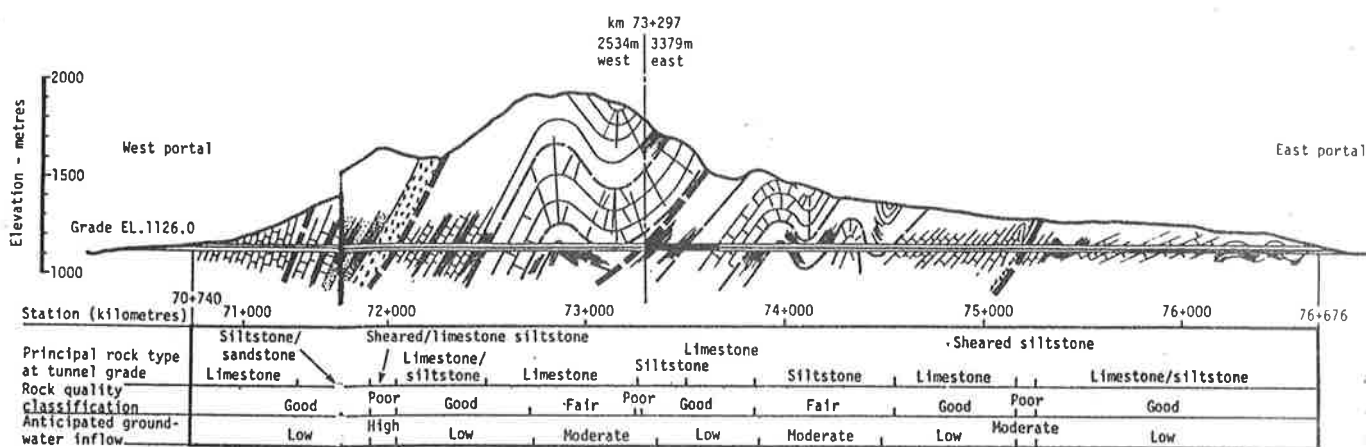


Figur 72. Borr-laddplan.

9.5 Rocky Mountain railway, USA /72/

Typ av anläggning: Järnvägstunnel.

Geologi: Sedimentära bergarter av mestadels kalksten samt dolomit och kvartsit, se figur. Högt bergtryck gav problem med smällberg "popping rock".



Figur 73. Geologin i tunneln.

Data: bredd 5.3 m
höjd 8.4 m
längd 2 st långa tunnlar 9 km och 6 km samt
2 st korta tunnlar (252 m och 352 m).

Uttag: Borrning och sprängning användes i alla tunnlar. Man accepterade inte de eventuella stillestånd som drivning med TBM kan orsaka.

Tunnlarne borrades med hydrauliska 6 boms aggregat. Varje salva bestod av 114 st $\varnothing$ 44 mm hål med 5 m borrdjup. Öppningshålen bestod av 3 st $\varnothing$ 102 mm hål.

Borrutrustningen byggdes upp på 3 däck med 2 st borrarbommar per däck. Denna 3 däckes plattform var rälsbunden och konstruerades så att lastare och vagnar kunde köra under plattformen.

Från övre däck kunde man med samma borrarbommar borra både taksalvan och de uppåtriktade bergbultningshål.

Kapacitet:	Borrning	1.5	tim
	Laddning	0.75	"
	Ventilation	0.25	"
	Skrotning och		
	bergförstärkning	0.50	"
	Utlastning	4.0	"
		7.0	tim

Detta gav en genomsnittlig indrift på 90 m per vecka.

Laddning: Forcite 75 % och Xactex i konturhålen. Båda sprängämnena är från CIL.

Nonel från ICI och pentylstubin användes för upp-tändning.

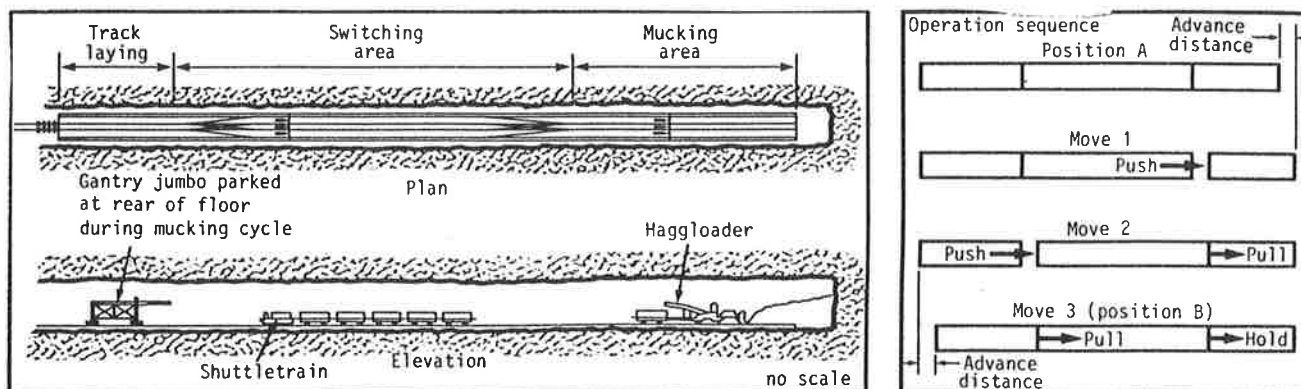
Man provade också ANFO och vattengelsprängämnen.

Förstärkning: Tunneltakets förstärktes med 50 mm sprutbetong.

Plastingjutna bergbultar förekom också samt stål-bågar, dock i begränsad omfattning.

Övrigt:

Närmast fronten används en speciell förskjutbar platta i vilken rälsen är monterad. Plattan består av tre sektioner med 2 st parallella räl på varje sida för borrarplattformen samt ett spår i mitten för utlastningen. Se figur 74.



Figur 74. Spårplatta för snabba förflyttningar.

9.6 Chicoasen, Mexico /73/

- Typ av anläggning: Kraftverk
- Geologi: Bergarten i området är huvudsakligen kalksten av olika typer. De viktigaste är dels en massiv, homogen kalksten omkring 20 - 30 m tjock, dels en lagrad kalksten omkring 5 - 300 cm tjock med lera i tunna skikt mellan lagren. Lagren har utsatts för stark veckning.
- Data: De olika projektdelarna bestod i att bygga en ca 230 m hög bergfyllnadsdamm, två stycken omloppstunnlar, flodutskov med tre stycken betonginklädda tunnlar $\varnothing$ 15 m ($\varnothing$ 17 m utsprängda) med längden 900 m vardera, kraftstation med intagskanal om 1.6 M fm³, 8 st intag och 8 st stålinklädda trycktunnlar $\varnothing$ 6.2 m med lutningen 52⁰ och ca 240 m långa, maskinsal 200 x 20.5 x 43 m³, transformatorsal 202 x 11.5 x 13.9 m³ med 8 kabeltunnlar om 20 m längd vardera samt 8 kabelschakt $\varnothing$ 1.8 m, l = 180 m, 2 st svallgalleri 108 x 16.5 x 57 m³ resp. 64 x 16.5 x 57 m³, 2 st avloppstunnlar med l = 500 - 700 m samt 42 km permanent tillfartsväg med 900 m lång vägtunnel.
- Uttag: Omloppstunnlarna utfördes som oinklädda portaltunnlar med arean 13 x 13 m² och längderna 1150 m resp. 1360. Fyra fronter öppnades i tunnel 1, som utsprängdes på 6 månader, vilket ger en framdrift på ca 190 m/mån. Man använde genomgående parallellhålskilar med 2 st $\varnothing$ 76 mm grovhål varvid man erhöll större säkerhet i borrhningen samt en effektiv indrift.
- Laddning: Man tillämpade slätsprängning som släpade 50 m efter fronten. För slätsprängning användes platstillverkade sprängmedel bestående av sockerrör, pentylstubin och sprängämnet Duramex (ett ca 25 %-igt pulver-sprängämne) med en laddningskoncentration av 0.11 - 0.17 kg/m (motsvarar $\varnothing$ 17 mm Gurit). Dessa laddningar gav ett mycket bra resultat.

Vid utsprängning av maskinsalen utfördes förspräckning av väggkonturen. Resultatet såg ytligt sett mycket bra ut. Det visade sig dock att väggarna var uppsruckna till mycket stort djup, vilket krävde betydande förstärkningar när öppningar togs för kabel- och trycktunnlar samt andra förbindelser till maskinsalen. Slätsprängning lämnade avsevärt mindre uppsruckna väggar.

Sprängningar under mark orienterades i så stor utsträckning som möjligt i sådan riktning att gaserna trängde så lite som möjligt ut i sprickorna mellan kalkstensskikten. Positiva effekter observerades av detta förfarande.

9.7 Paute, Ecuador /74/

Typ av anläggning: Kraftverk.

Geologi: Projektet är beläget i en geologisk formation av prekambriskt metamorfa bergarter med intrusion av granodiorit. Den metamorfa bergarten, i vilken maskinsalen och bergschakten ligger, är en kvartsitisk skiffer med glimmer. Stora grafitslag och skölzoner föreligger med delvis mycket hög vatteninfiltration. I samband med dessa slag och förkastningssprickor kan det vara omfattande krosszoner. Bergförhållandena har förorsakat stora problem vid bergarbetena.

I samband med jordbävningar som förekommer inom området samt med tidvis mycket kraftig och långvarig nederbörd föreligger stor risk för jord- och bergskred.

Uttag: Den första byggnadsetappen var på 500 MW och omfattade en 170 m hög betongdamm, 6.0 km lång intagstunnel, 820 m långt tryckschakt i 43⁰ lutning, maskinsal med fem turbiner, kabel- och svallschakt.

Tryckschaktets längd är 820 m och drevs i 43⁰ lutning. Sprängd diameter var 5.0 m och schaktet inkläddes med Ø 3.75 m ståltuber. Schaktet drevs som pilotstig $A = 7 \text{ m}^2$ med Alimak Stigortshiss STD-5DD samt därefter strossning till full area.

P g a ett stort bergras i pilotstigen, ca 200 m upp uppdelades stigen i två etapper;

0 - 550 m pilotdrivning med stigortshiss och mekaniserad strossning.

550 - 820 m pilotdrivning med stigortshiss och handhållen strossning.

Kapacitet:

Beroende på bergförhållandena varierade antalet borrhål per salva från 28 till 40. Borrat salvdjup var 3.2 m. Vid normala bergförhållanden var arbetscykeln efter ett par månaders upparbetning 8.0 timmar, fördelade på;

	<u>tim</u>	<u>%</u>
1. Borrning	3.0	37.5
2. Laddning	0.5	6.0
3. Uppkörning, ventilation	1.0	12.5
4. Skrotning och rensning av sula	1.5	19.0
5. Övrigt (Räsläggning, etablering)	<u>2.0</u>	<u>25.0</u>
Totalt	8.0	100.0

Förstärkning:

Vid pilotdrivningen hade man planerat att endast behöva göra driftförstärkning med bergbult och nät. Man kom dock in i kraftiga förkastningszoner med uppkrossat berg som krävde förstärkning med stålbågar cc ca 1 m + trä- och betongslipers packade ovanpå bågarna och ut mot sidorna. Totalt uppsattes 31 st stålbågar.

9.8 Mexico City /75/

Typ av anläggning: Avloppstunnlar.

Geologi: Huvudtunneln 50 km lång går dels fram i avlagringar, dels genom randbergen. Ca 20 km går i alluviala avlagringar såsom sand, sandiga leror och grus. Omkring 15 km utförs i vulkaniska, starkt vattenförande, bergarter såsom andesit, basalt etc. Ca 7 km utförs i sandiga avlagringar av något grövre karaktär. 5 km schaktas i lera. De svåraste partierna ca 3 km går genom svällera, sandig mjäla och liknande med ett vattentryck om ca 1 MPa vattentryck i terrängen.

Grunden har utsatts för vulkaniska aktiviteter, förskjutningar och andra störningar i stor utsträckning.

Data: Under åren 1963 - 65 utfördes en första etapp som omfattade ca 10 km "vanliga" tunnlar, ca 15 km betongtunnlar ("cut and cover") och ca 30 km öppna kanaler.

I etapp 2 utfördes 2 st uppsamlingstunnlar på 25 km resp. 27 km längd förlagda på ca 35 - 45 m djup, en huvudtunnel p, 50 km längd förlagd på 50 - 300 m djup samt ett antal vertikala schakt. Alla tunnlar är cikulära och helt betonginklädda. I gott berg schaktas de ut med omkring 1.0 m större diameter än slutlig diameter och vid dåligt material uttogs uppsamlingstunnlarna med en area om 34 m^2 och huvudtunneln med 55 m^2 .

Den inklädda diametern för uppsamlingstunnlarna var på de första 12 km $\varnothing$ 4 m och i övrigt $\varnothing$ 5 m, samt för huvudtunneln $\varnothing$ 6.5 m.

Uttag: Några förhållanden och applicerade metoder som visat sig bra i dessa tunnlar framgår av följande;

- Bra berg : Utsprängning i full sektion, inget större förstärkningsbehov.
Framdrift 125 - 175 m/mån.
(0.22 - 0.30 m/h)
- Ganska bra berg : Utsprängning i huvudsak i full sektion, förstärkning med bultning, sprutbetong eller stålbågar i viss utsträckning.
Framdrift 100 - 140 m/mån.
(0.17 - 0.24 m/h)
- Dåligt berg : Utsprängning takort-pall (pallen omedelbart efter), kontinuerlig förstärkning.
Framdrift 35 - 75 m/mån.
(0.06 - 0.13 m/h).
- Sandiga material : Låg takort - hög pall, kontinuerlig förstärkning.
Framdrift 75 - 125 m/mån.
(0.13 - 0.22 m/h)
- Torr lera : Sprängning sällan erforderlig, takort-pall med slitsar för stålbågar.
Framdrift 75 - 100 m/mån.
(0.13 - 0.17 m/h).
- Fuktig lera : Öppen sköld, ingen sprängning.
Fronten står endast med små ytor kortare tider. Uttagning med tryckluftspett och spade. Domkrafter med fotplattor stöttar upp. Omedelbar inklädnad bakom skölden med betongsegment.
Framdrift 100 - 175 m/mån.
(0.17 - 0.30 m/h).

Våt lera : Losstagning med oscillerande armar försedda med knivar framför sluten sköld. Fronten "uppstöttas" med inpumpad betoniteslurry under tryck eller med tryckluft framför skölden.

Man hade samtidigt ca 30 tunnelfronter igång med en sammanlagd max framdrift av 2.250 m/mån och med en bästa front på 215 m/mån. (0.37 m/h).

Vatten:

Terängen innehåller mycket grundvatten, vilket på vissa avsnitt har ett tryck på upp till 1.5 MPa. De största vatteninfiltrationerna har man erhållit i relativt stabila bergformationer såsom i basalt, andesit och konglomerater.

Vid konstaterat stort vatteninflöde, kan man välja exempelvis någon av följande åtgärder.

1. Pumpa och vänta på att flödet minskar.
2. Spruta en betongförstärkning på fronten och gör en "lågtrycksinjektering" inne i berget innan man nått fram med fronten till läckan.
3. Gjut en kraftig betongplugg vid fronten och gör en "högtrycksinjektering" av hela området framför fronten.
4. Om infiltrationen är känd i avsnittet och är för stor för att kunna pumpas: gå före med pilot-tunnel och injektera från denna i förväg.
5. Följ efter med permanent betonginklädnad ca 150 å 250 m bakom fronten och kontaktinjektera ca 100 m bakom betonginklädnadens front.
6. Dito, men följ mycket nära fronten med betonginklädnaden vid stora infiltrationer och instabil terräng.

7. Välj en omväg med tunneln (en ny tunnelsträckning).
8. Gör en grundvattensänkning, om den rimligen kan utföras.
9. Gör en frysning om materialet lämpar sig för frysning och metoden i övrigt kan tillämpas.
10. Gör dubbeltunnel växelvis - en för vattnet, en för sitt avseende ändamål.

Man har i Mexico provat alla dessa lösningar utom 9 och 10.

9.9 Limhamn /76/

Typ av anläggning: Förbindelsetunnel mellan kalkstensbrott och cementfabrik.

Geologi: Tunneln går i hela sin sträckning genom de yngsta delarna danienkalksten som i huvudsak utgörs av kokkolit- och bryozo-kalksten med riklig förekomst av flinta. I kalkstenen uppträder även skikt av mörgel och lera.

Uttag: Tunneln är 2 km lång samt har en area om ca 12 m². Den börjar i brottet på -45.0 m nivå och går i en jämn stigning på 1.56 % upp till fabriken.

I planeringsskedet fastställdes att tunneln skulle drivas från två håll i 2-skift, vilket skulle ge en beräknad indrift av 12 m/dygn.

Borrning utfördes med bormaskin BBC 15 med knämatare. Använd borr diameter var 7/8". Borrplanen utgjordes av en modifierad plogkil. Antal hål per salva var 41 st.

Vid borrningarna uppkom besvär genom flintförekomst i kalkstenen. Flintpartier, som blir genomborrade, bildar ofta i ytterzonen splitter, vilket lätt faller ner i hålet efter borrstålets borttagande. I andra fall uppstår böjning i borrstålet vid påborrning av flinta varvid borrstålet gärna pressas ut i den lösare kalkstenen. Detta kan ha kilande verkan med risk för fastborrning.

Kapacitet: Normala bergförhållanden.

Indriften 2 x 3 m/dygn (2-skift).

	<u>min/skift</u>	<u>%</u>
1. Borrning	92	19.0
3. Lastning o transport	210	44.0
5. Övrig tid	<u>178</u>	<u>37.0</u>
Totalt	480	100.0

Vid dåligt berg

Indrift 3 x 2 m/vecka (2-skift)

	<u>min/v</u>	<u>%</u>
1 Borrning (salvhål)	308	7.0
3 Lastning	420	9.0
4 Förstärkning (borrning av inj.hål 16 x 6.4 m/salva)	384	8.0
4 Förstärkning (inj. + btg) + övrig tid	<u>3688</u>	<u>76.0</u>
Totalt	4800	100.0

Laddning:

Kilhålen laddades med sprängämnet Borenit som har låg överslagsförmåga, strosshålen med Dynamit och konturhålen med Gurit.

Förstärkning:

Tunnelns lutning överensstämde ej med kalkstenens nära horisontella skiktning varvid "trappavsatser" erhöles. Dessa avsprängda slag försågs i början med förstärkningsbultar där så erfordrades. Man provade med perfobult och expanderbult. Vid uppborrning av hålen erhöles dock stora vattenflöden varför man helt övergick till expanderbult. Efter hand övergick man dock helt till sprutbetongförstärkning som i vändfickor, där spännvidden var relativt stor, utgjordes av armerade bågar. Härvid kom man ifrån problemen med vatteninflödet.

I tunnelns norra del erhöles betydande havsvatteninläckning nästan uteslutande i golvpartierna. Man blev tvungen att gjuta en bottenplatta av betong mot vilken man sedan injekterade.

9.10 Plabutsch, Österrike /77/

Typ av anläggning: Biltunnel.

Geologi: Berget består huvudsakligen av Dolomit med insprängd kalk och har en tryckhållfasthet om ca 100 MPa. Berget har återkommande zoner med mycket dålig stabilitet.

Data: Arbetena bestod i utsprängning av en 8503 m lång pilot-tunnel med arean 9.6 m^2 i en blivande vägtunnel för autobahn Linz - Spielfeld. Tunneln är avsedd för att kontrollera berget och dränera ut vatten. Tunneln drevs i 1 % lutning uppåt från båda sidorna och ca 6000 m från södra sidan.

Uttag: Sprängningarna utfördes med parallellhålskil med 1 x Ø 89 mm hål samt 45 - 47 st salvhål Ø 38 mm. Indriften var 2.8 - 3.1 m. Sprängämnet bestod av Gelatine alvarite i Ø 25 mm patroner.

Kapacitet: Normala bergförhållanden
Indrift 20 m/dygn (3 skift)

	<u>min/dygn</u>	<u>%</u>
1 Borrning	425	29.5
2 Laddning +	215	15.0
ventilation	105	7.0
3 Lastning	490	34.0
4 Förstärkning	-	-
5 Övrigt (Rälsläggning, urspårning, ställtid)	30+40+135	14.5
Totalt	1440	100.0

Dåligt berg
Indrift 11 m/dygn (3 skift)

	<u>min/dygn</u>	<u>%</u>
1 Borrning (salvhål)	240	16.5
2 Laddning +	120	8.0
ventilation	70	5.0
3 Lastning	330	23.0
4 Förstärkning	-	-
(borrning + sprutbetong)	40+250	20.5

	<u>min/dygn</u>	<u>%</u>
5 Övrigt (Rälsläggning, ställtid, avbrott)	50+195+145	27.0
Totalt	1440	100.0

Bergförstärkning: I zoner med dålig stabilitet utfördes nödvändiga förstärkningsarbeten med 5 - 25 cm sprutbetong. Vid behov utfördes även bultförstärkning med $\varnothing$ 24 mm 2 m långa bultar.

9.11 Hong Kong / 78, 79/

Typ av anläggning: Tunnlar för dricksvattenförsörjning.

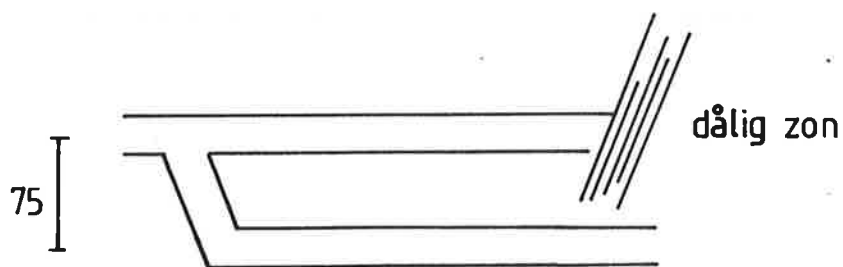
Geologi: Till största delen har tunnlarna och schakt drivits i surt vulkaniskt berg typ ryolit. Bergkvaliteten har ofta varit dålig med vittrat berg, farliga slag fyllda med kaolin, krosszoner etc.

Data: Huvudtunneln som är ca 10 km lång har utförts i hästskoform med en höjd av 9 - 10 m och arean 70 - 90 m². Via en pumpstation leds sedan vattnet vidare i en något mindre ca 12 km lång tunnel.

Huvudtunneln drevs från fem olika platser och med totalt 8 fronter.

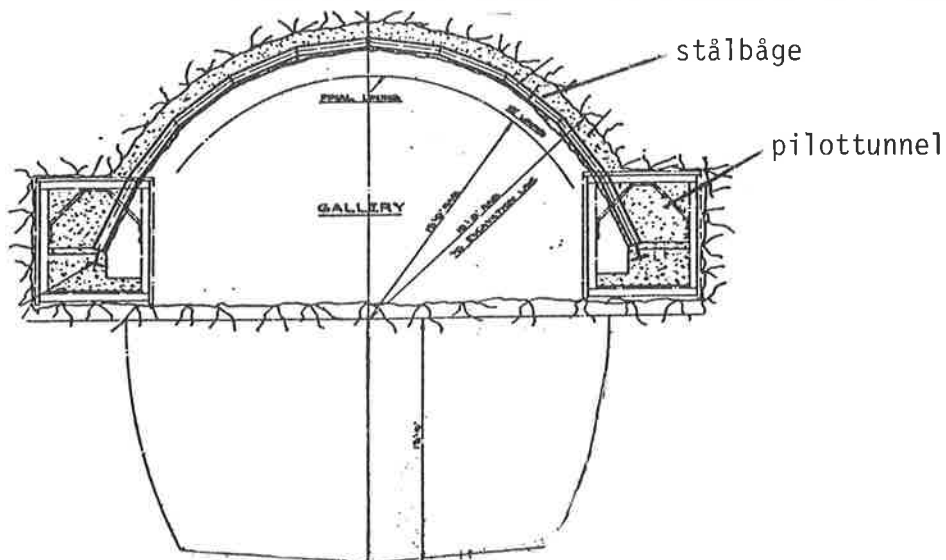
Uttag: På ett avsnitt av tunnlarna med arean 80 m² var förhållandena speciellt dåliga. Berget var av sk "decomposed rock"-type fullständigt söndervittrat, men torrt.

För att klara den dåliga zonen började man förstärka med 20-25 cm armerad sprutbetong. Detta höll inte och man "backade" och gick in med en ny tunnel parallellt den första.



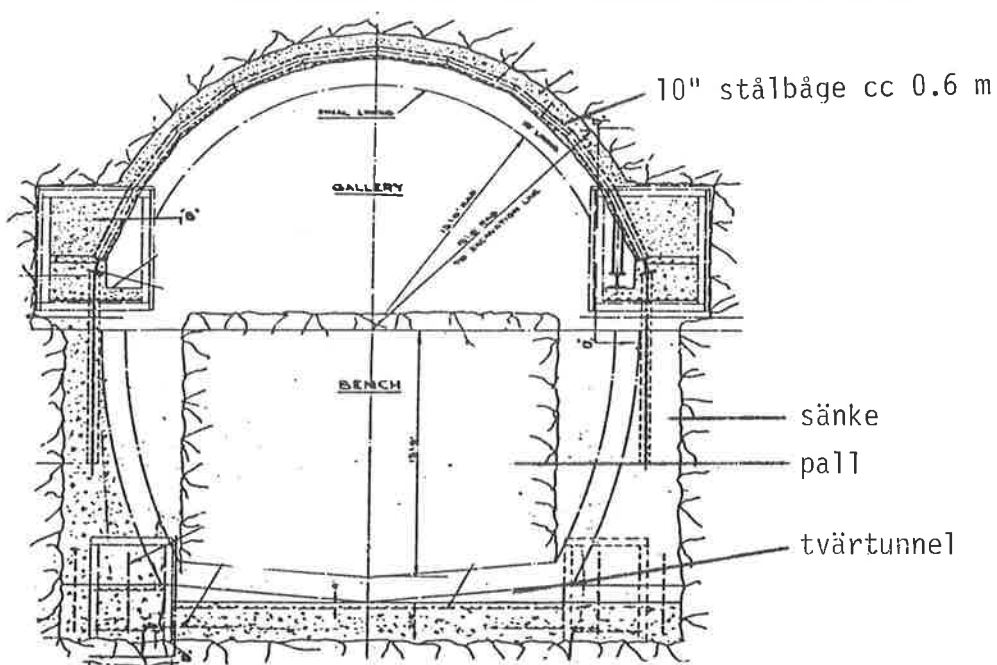
Tyvärr stötte man på den dåliga zonen även här och tvingades till att använda en speciell drivnings - förstärkningsteknik. (Konsulten hade ett annat förslag). På båda sidor om den blivande tunneln i anfangshöjd,

drevs pilottunnlar. I pilottunnlarna gjöts stöd för stålbågar som efter utmejsling av berget, i taket på den blivande tunneln, utplacerades enl. nedan



En taktunnel utsprängdes.

Efter detta gick man ner med sänken på båda sidor om den blivande tunneln. Dessa sammanbands genom en tvärtunnel under den blivande tunnelns sula.



Tvärtunneln betongfylldes och i sänkena ställdes balkar, varefter även sänkena betongfylldes. Så var då denna revbensförstärkning klar och man kunde ta ut resterande pall.

Kapacitet:

Normala förhållanden

Indriften var ca 4.2 m per cykel (ca 20 tim)

	min/4.2 m	%
1- Borrning och laddning	480	29
-2 Sprängning	24	2
3 Lastning	504	31
4a Driftförestärkning	192	12
4b Permanent förstärkning	432	26
(300 m/månad = 7.2 h/4.2 m)	_____	_____
Totalt	1632	100

Förstärkning:

Förutom stålågarna användes sprutbetong.

Sprutbetongen utfördes under driften i ett ca 2 - 3 cm tjockt lager. Som slutlig betonginklädnad utfördes sprutbetong till en tjocklek från 15 cm till 50 cm. Den totala betongvolymen var ca 200.000 m³.

9.12 Alicura, Argentina /80/

Typ av anläggning: Kraftverk.

Geologi: Bergarten i området utgörs av sandsten som innehåller siltsten och lerlager.

Data: Förutom dammbyggnation utfördes två stycken omloppstunnlar, den ena med längden 627 m och den andra 883 m. Dessutom drevs inspektions- och injekteringsgalleri till en total längd av 1400 m, samt ett antal dräneringstunnlar.

Uttag - laddning Omloppstunnlarna utfördes i två steg. Först drevs en halvcirkulär tunnel med sektionen $\emptyset$ 10 m som där- efter fördjupades 4 - 5 m genom horisontell pall- sprängning till en bottenbredd av ca 7 m.

Indriften för den övre delen var 3 - 3.2 m och sprängning utfördes 1 gång per skift (10 h). Salvorna uttogs med parallellhålskil med 2 st 2" hål. Salvhålen 74 + 2 st borrades med 1 3/4" borr. Konturen utfördes som slätsprängning varvid hålavståndet var 60 - 70 cm.

Konturhålen laddades med 6 patroner $\hat{a}$ 0.5 m $\emptyset$ 10 mm TRONEX samt 1 patron Gelanon V.F. 80% $\emptyset$ 40 mm. Övriga salvhål laddades med Gelanon V.F. 80%. Specifik laddning per salva var $\sim 1.25 \text{ kg/m}^3$.

Indriften för den undre delen var 3.2 - 3.4 m och salvhålen borrades med 1 7/8" borr. Sprängningar utfördes 2 gånger per skift. Totalt borrades 30 st hål per salva. Konturhålen i väggarna laddades med 5 patroner TRONEX och 1 patron $\emptyset$ 32 mm Gelanon. Övriga hål laddades med Britanite och $\emptyset$ 32 mm Gelanon. Specifik laddning per salva var 0.34 kg/m^3 .

Initiering av salvorna utfördes med NONEL-sprängkapslar.

Inspektions- och injekteringsgalleriet utgjordes av

horisontella, vertikala och 45⁰-lutande delar. Delarna utfördes med sektionen Ø 4 m och uttogs med plogkil och totalt 45 st Ø 1 1/2" salvhål borrades. Till de lutande och vertikala delarna användes Alimak plattform.

Samtliga hål laddades med sprängämnet Gelanon V.F. 80% och den specifika laddningen var 1.7 kg/m³.

Kapacitet:

Förstärkning utfördes genom bultning och sprutbetong.

Drivningseffekt

I Övre delen av omloppstunnlarna

	<u>tim/skift (10 h)</u>	<u>%</u>
1 Borrning	5.0	25.0
2 Laddning	3.0	15.0
Ventilation	0.5	2.5
3 Lastning	1.5	7.5
4 Förstärkning		
4.1 7-8 st 3-4 m bultar	2.0	10.0
4.2 Sprutbetong (2-2.5 cm)	2.5	12.5
4.3 Nät (armering)	5.0	25.0
5 Övrigt	<u>0.5</u>	<u>2.5</u>
Totalt	20.0	100.0

II Undre delen av omloppstunnlarna

	<u>tim/skift</u>	<u>%</u>
1 Borrning	2 x 2.5	33.0
2 Laddning	2 x 1.0	13.5
3 Lastning	2 x 1.5	20.0
4 Förstärkning		
4.1 4-5 st 3 m bultar	2 x 1.5	20.0
4.2 Sprutbetong	<u>2 x 1.0</u>	<u>13.5</u>
Totalt	15.0	100.0

III Inspektions- och injekteringsgalleri, horisontell

		<u>tim/skift (10 h)</u>	<u>%</u>
1	Borrning	2.0	23.5
2	Laddning	1.5	17.5
	Ventilation	0.5	6.0
3	Lastning	2.5	29.0
4	Förstärkning		
4.1	2-3 st 3 m bultar	1.0	12.0
4.2	Sprutbetong (2 cm)	<u>1.0</u>	<u>12.0</u>
	Totalt	8.5	100.0

IV Inspektions- och injekteringsgalleri, lutande

		<u>tim/skift (10 h)</u>	<u>%</u>
1	Borrning	4.0	42.0
2	Laddning	2.0	21.0
	Ventilation	0.5	5.0
3	Lastning	1.0	11.0
4	Förstärkning		
4.1	2-3 st 3 m bultar	1.0	10.5
4.2	Sprutbetong (2 cm)	<u>1.0</u>	<u>10.5</u>
	Totalt	9.5	100.0

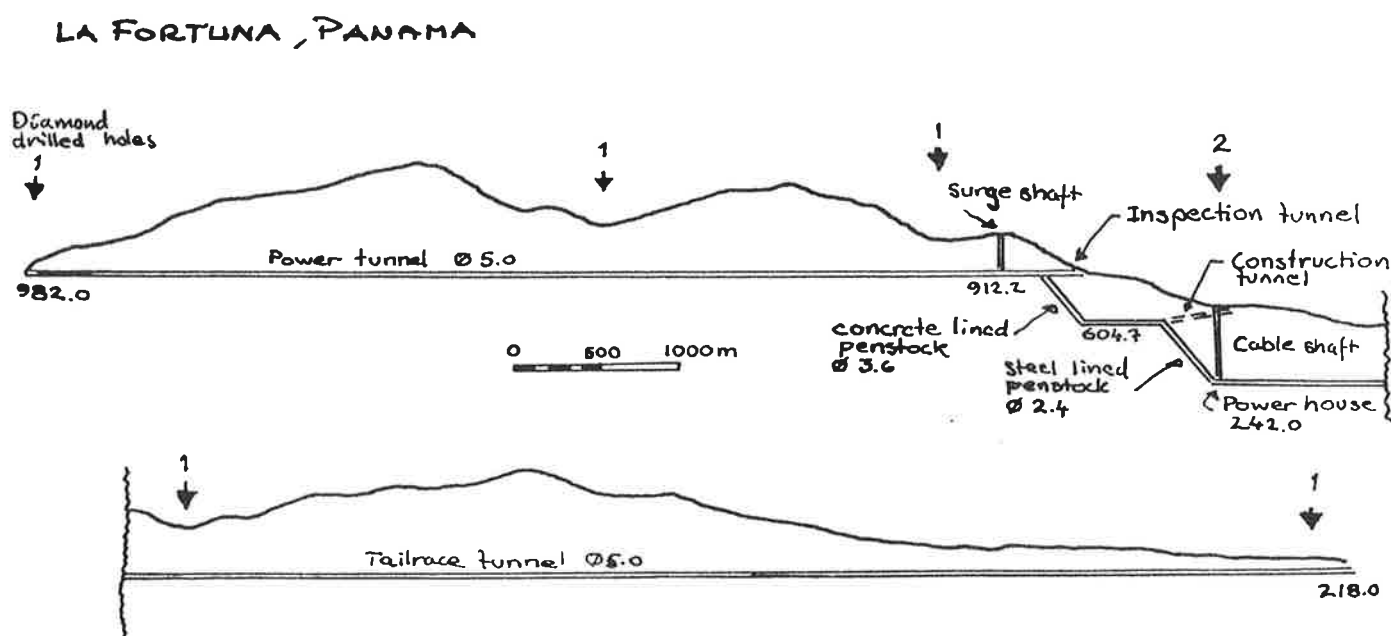
Förstärkning:

Förstärkning av väggar och tak utfördes genom bultning och sprutbetong.

9.13 La Fortuna, Panama. Holmberg /81/.

Allmänt

Beställare till detta kraftverk är IHRE (Instituto de Recursos Hidraulicos y Electrificación). Det italienska entreprenadföretaget Impregilo har kontraktet på utförandet. Underentreprenörer för berguttagsdelen är det italienska företaget RODIO. Supervisor för La Fortuna projektet är den amerikanska konsulten Chas. T. Main. På grund av svåra bergförhållanden är projektet försenat 1.5 - 2 år. Det dåliga berget påträffades i omgivningen till maskinhallen.



Figur 75. Longitudinell sektion av tunnarna.

Bergarbetena utgörs i huvudsak av;

stenfylld damm 67.5 m hög (etapp I), 101 m hög (etapp II)
 tilloppstunnel ~6 km, ~1.2% lutning
 svallschakt ~200 m
 tilloppsschakt 2 st, 60⁰ lutning, ~360 m och ~420 m
 tunnel mellan tilloppsschakten 500 m
 maskinhall 1xbxh 60x23x29 m
 kabelschakt ~400 m
 avloppstunnel ~8 km, lutning ~0.3%
 accesstunnel ~1.6 km

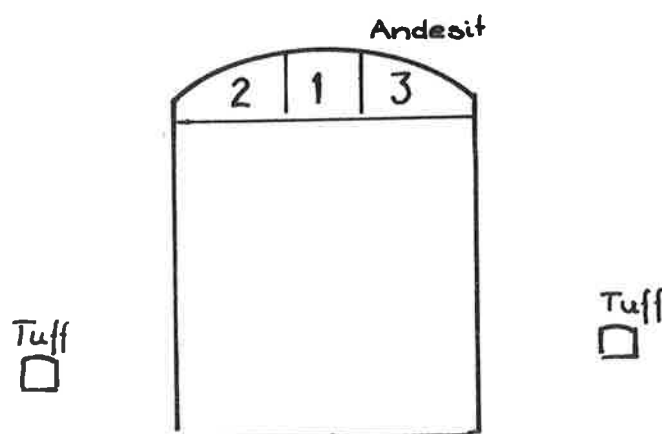
Förundersökningar

Förutom ytkartering hade 7-8 st kärnborrhål borrats. På grund av den stora bergtäckningen borrades ett fåtal kärnborrhål fördelade enligt figur 1. Hålen borrades där den minsta bergtäckningen fanns för att minska kostnaderna. Ett borrades vid intaget, två stycken längs tilloppstunneln, två-tre stycken i närheten av kabelschaktet in i den planerade maskinhallen och två stycken längs avloppstunneln. Beställaren menade att resultatet för förundersökningen visade att man kunde förvänta tuff i området där maskinhallen skulle byggas men man förväntade att tuffen skulle ligga djupare än där maskinhallen placerades. Förundersökningarna gav ingen indikation som gjorde att man övervägde om att flytta maskinhallen. Ulriala från Chas T. Main menade något ironiskt att nu med facit i hand hade det inte spelat någon roll med förundersökningarna - man hade lika gärna kunnat sparat in förundersökningskostnaderna genom att inte diamantborra överhuvudtaget.

På arbetsplatsen fanns ett välförsett laboratorium för kärnkartering, bergmekaniska tester och preparering av mätteknisk utrustning. Provbiter preparerades vid kärnborrning så att vatteninnehållet var konstant fram till hållfasthetstesterna. Punktlaststyrkeindex bestämdes och enaxiella tryckhållfasthetsbestämningar gjordes på plats. Triaxiella tryckhållfasthetsprov klarade man ej på plats utan proverna sändes till Costa Rica. "Slaking rock" kontrollerades genom tumling i vatten och bestämning av viktförluster per tidsenhet.

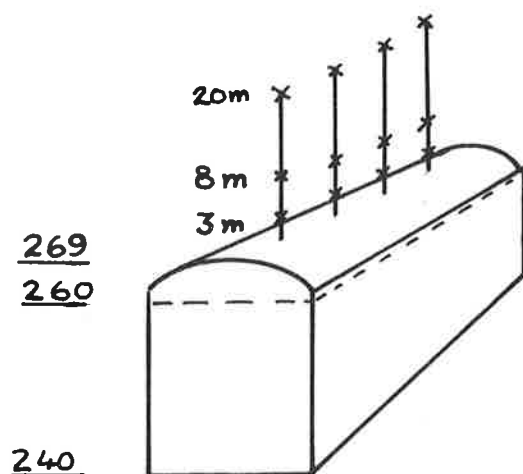
Berguttag och förstärkning

Vid utsprängning av maskinhallet startade man med konventionell borrhning och sprängning. När man drev galleriet i januari 1978 hade man inga stabilitetsproblem. Bergarten utgjordes här av andesit. Förstärkningen utgjordes av systembultning i taket med $\varnothing 1''$ och 7 m långa bult. Dessa placerades i ett mönster på 1 m x 1 m. Innan galleriet utsprängdes så hade man drivit två små hjälptunnlar ca 10 m på var sin sida om maskinhallens nedre nivå.



Figur 76. Hjälptunnlar.

I dessa tunnlar fick man svåra stabilitetsproblem. Bergarten utgjordes här av en vittrad tuff. Vid drivningen av galleriet påträffades ingen tuff. Taket utsprängdes och med 15 cm sprutbetong och nätning avslutades förstärkningen av taket. I taket installerades 4 mätstationer där man avsåg att mäta deformationerna medelst extensiometrar (fabrikat Terrametric).

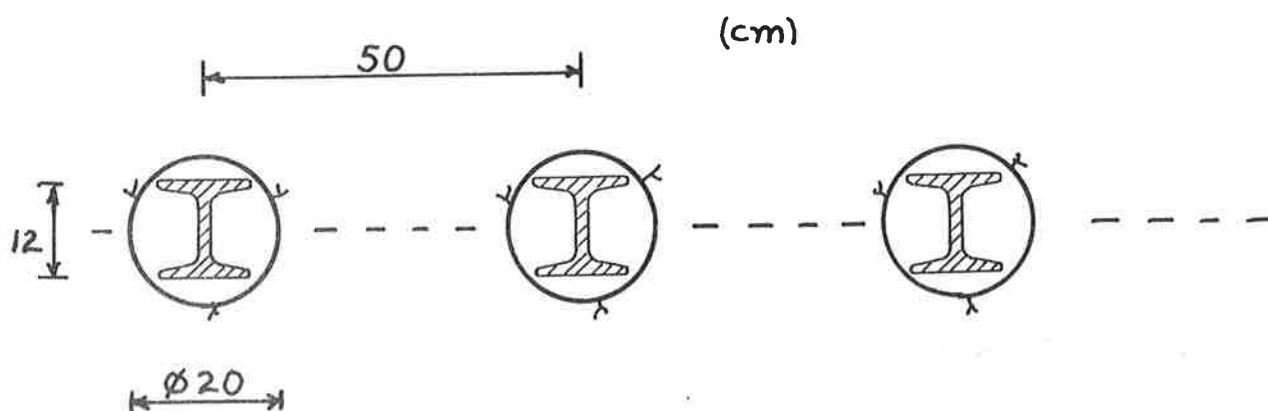


Figur 77. Extensiometerstationer.

Extensiometrarna förankrades på avstånden 3, 8 och 20 m från taket. En av extensiometrarna i mitten på taket började visa stora deformationer (max 25 mm). När detta konstaterades placerades 14 m långa bultar med cc 2 m i delområdet med dåligt berg (ca 10 m av maskinhallens längd) och deformationerna avstannade.

På grund av de små hjälptunnlarnas kondition beslutade man om en grundlig undersökning av berget under nivå 260. 18 stycken vertikala hål diamantborrades. De flesta borrades längs maskinrummets periferi med 2 m avstånd. Karteringen visade på en blandning av agglomerat andesit, "soft" andesit och tuff. När detta var utfört påbörjades planeringen av bergguttaget i maskinhallen. På basis av undersökningen räknade man med att det var tillräckligt att förstärka väggarna med 6 m långa bult cc 1.5 m. Maskinhallens höjd reducerades från 35 m till 29 m och i den ena gaveln fördelades höjden på två pallar (på nivå 240 - 254 och nivå 254 - 269). I och med att höjden reducerades tvingades man flytta på kylvattentunnlarna som anslöt längs långsidan och utloppstunneln flyttades.

Man hade svårt att bestämma sig vilken bergtagsmetod som skulle användas men slutligen fastnade man för en lösning som den italienska underentreprenören Rojy presenterade. Metoden är egentligen en metod som används ovan jord. Den gick ut på att runt maskinhallen borra ut för 18 m långa "soldier piles" I-bredflänsbalk som placeras med cc 50 cm. Total åtgång var ca 3000 m balk. Arbetet påbörjades i december 1980. Balken installerades efter man nått ner till nivå 257 d v s när man brutit ut 12 m av maskinhallens höjd.



Figur 78. "Soldier pile".

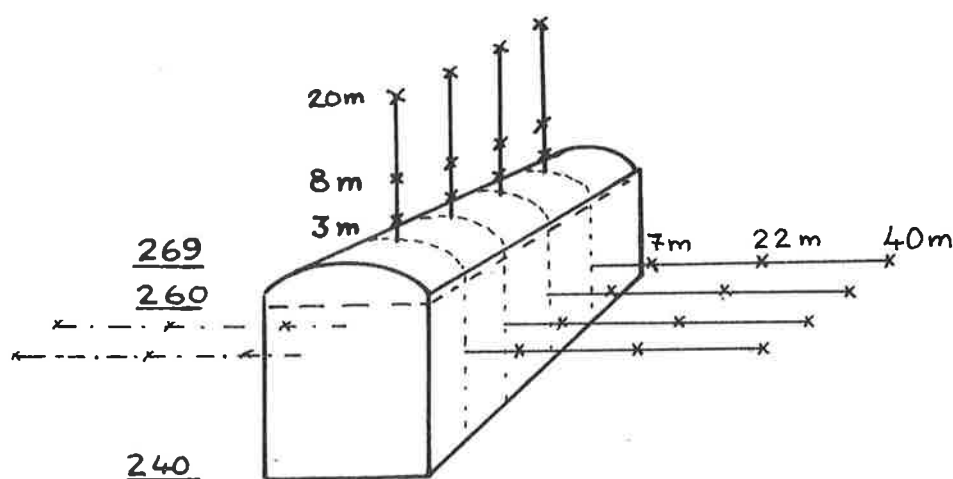
Hålen borrades med en ITH-maskin, håldiameter var 8". En del av hålen var man tvungen att borra utan vattenspolning för att de skulle stå. När hålen var borrade svetsades korta balkar ihop (p g a takhöjden) till dess att totallängden var 18 m. När all balk var på plats påbörjades avsänkningen av maskinhallen. Man valde att etappvis avsänka med 2 m pallar. Sprängborrhålen borrades med en borrhugg bestående av en Tamrock 400 topphammarborrmaskin monterad på ett Atlas Copco chassi. Vid utsprängningen användes 0.4 kg DxB/m³. Man omvärderade det tidigare beslutet att enbart använda systembultning med 6 m långa bult cc 1.5 m och gick i stället över till Dywidag-buntankare. De placerades på cc 2 m och förspändes till 30 ton.

Längden var 20 m och hålen borrades med sänkbormaskin $\varnothing$ 4.5".

De bestod av 5 kablar, $\varnothing$ 0.5".

Vid nivå 252 ökades förstärkning till Dywidag buntankare med 6 kablar vilket medförde att de kunde förspännas med 90 ton. Man räknade med att normaltrycket p g a bergtäckningen låg på $\sim 2 \text{ kp/cm}^2$ på väggarna.

När nivå 252 passerades installerades extensiometrar i rummets långsidor. 4 stycken mätstationer lades i varje långsida och i samma sektion som extensiometrarna i taket.

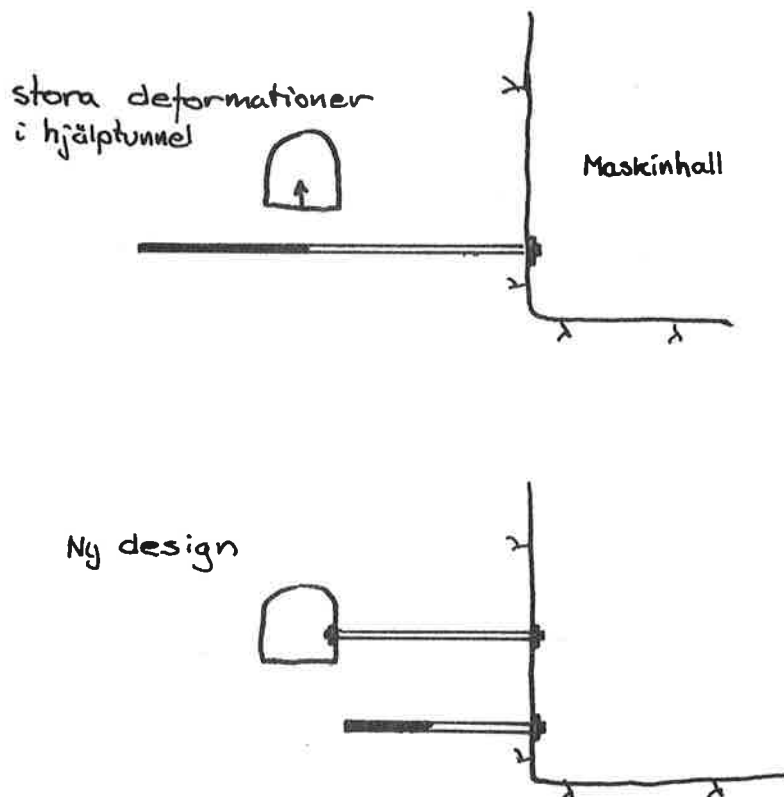


Figur 79. Extensiometrar.

Extensiometrarna förankrades på avstånden 7, 22 och 40 m. Det installerades även lastceller och dubbar för konvergensmätningar. Extensiometrarna avlästes varje dag och lastcellerna avlästes varje vecka. Konvergensmätning skedde också varje vecka. Den största förskjutningen som uppmätts när vi besökte La Fortuna var 38 mm och då hade man avsänkt till nivå 242. På förfrågan hur stora deformationer som kunde tolereras fick vi det underliga svaret att det var transformatorns placering som tillät maximalt 150 mm, d v s 75 mm i vardera vägg. Extensiometrar sattes även in i rummets gavlar och skulle även installeras i sulan. När avsänkning skett ner till nivå 246 blev

berget så dåligt att det kunde utschaktas med en DC6:a. När vatten och luft kom i kontakt med den vittrade andesiten och tuffen fick materialet en leraktig konsistens.

Under avsänkningen fick man stora deformationer i hjälptunnlarna som låg vid sidan om maskinhallen. Tunnlarna hade förstärkts med stålågar cc 20 cm och sprutbetong men golvet började röra sig inåt tunneln och dragsprickor uppstod i tunnelns väggar. Detta berodde till stor del på att Dywidag-bulten löpte under tunneln och hade förankrats på andra sidan tunneln sett från maskinhallen.

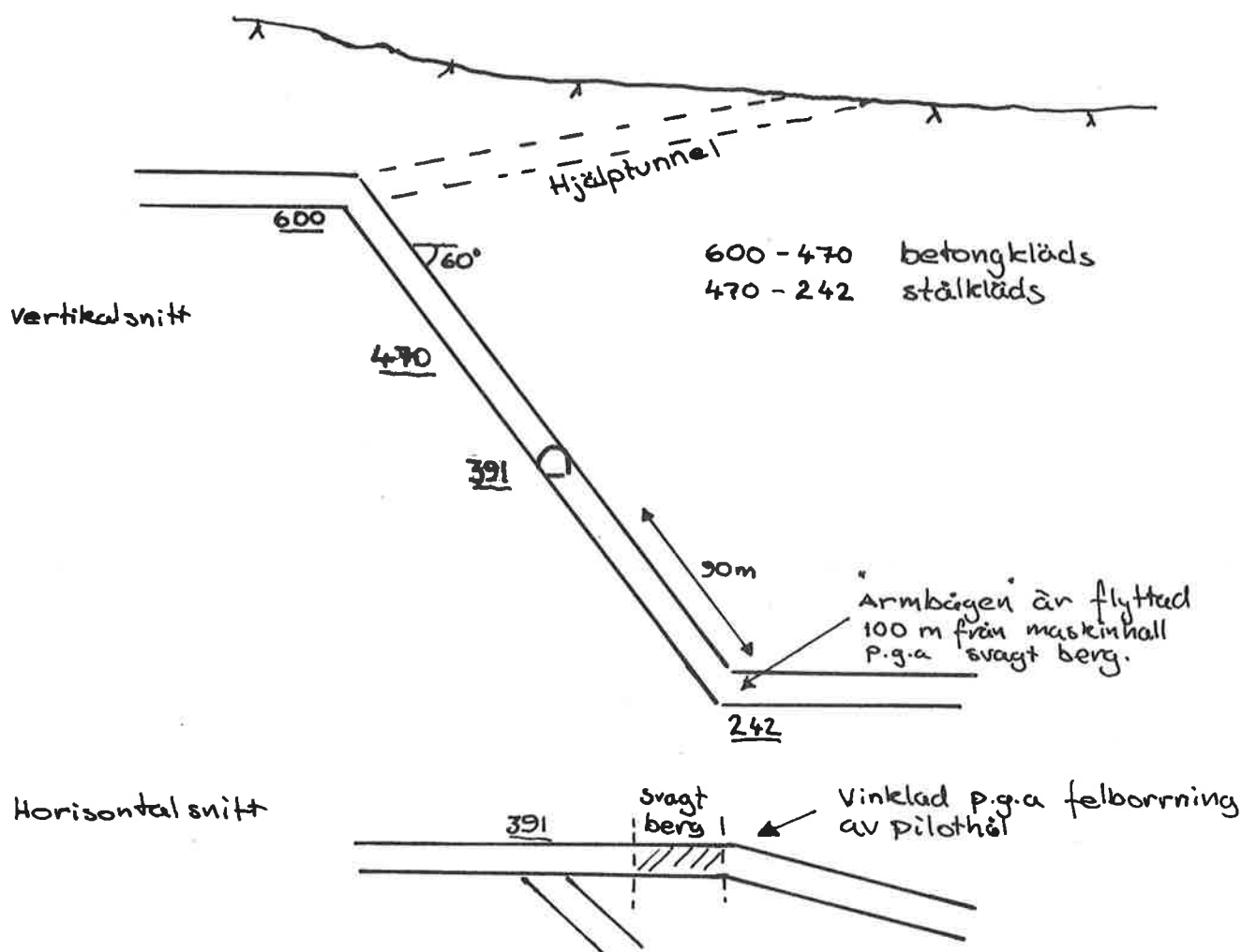


Figur 80. På grund av stora deformationer i närliggande hjälptunnlar kortades Dywidag-bultarna.

För att klara detta problem tvingades man reducera ankarnas längder och även förankra en del i tunnelns väggar. Under upptagning av kabelschaktet fick man ett bergutfall på 1500 m³ vilket avservärt ökade den planerade tvärsnittsarean. Detta hände trots att ett av förundersöknings-

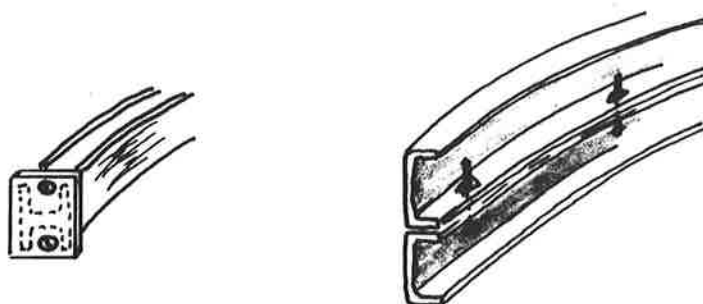
hålen var borrat längs med det planerade kabelschaktet.

När det nedre tilloppsschaktet skulle drivas råkade beställaren ut för ytterligare överraskningar. Det övre 360 m långa schaktet gick bra att driva och var vid vårt besök färdigt och betongklätt. Det undre schaktet som var 420 m långt gav dock beställare och entreprenörer en viss huvudvärk. Undersökningsborrningar från maskinhallen visade att den planerade sträckningen måste ändras då man kunde förvänta sig större stenar av hårt berg inbäddade i en starkt vittrad andesit och tuff. Det beslutades att flytta tilloppsschaktet ca 100 m.



Figur 81. Nedre tilloppsschaktet.

Skånska Cementgjuteriet AB skall som underentreprenör utföra stigortsdrivningen. Krondiametern som används är $\varnothing$ 2.1 m men det färdiga schaktet skall vara $\varnothing$ 3.3 m innan stålinklädning görs mellan nivå 470 och 242. För att forcera drivningen av stigorten har en hjälptunnel drivits från accesstunneln upp till nivå 391. Det är meningen att denna hjälptunnel skall användas för transport av berget som bryts mellan nivå 391 till nivå 600 samtidigt som delen från nivå 391 till 242 samt "armbågen" färdigställs. Det visade sig dock svårt att trots att schaktet flyttats 100 m så råkade man på besvärliga bergförhållanden på de första 90 metrarna. Bergmaterialet var starkt vittrad andesit och tuff med inbäddade stenblock. Vid stigortsborrningen var man tvungen att hyra in en kanadensisk underentreprenör som med hjälp av en Alimak stigortsutrustning följde efter borrhningen och snabbt driftförstärkte med stålågar och sprutbetong. I de bättre partierna räckte det med att sätta stålågar varje meter. I det dåliga partiet, (de första 90 metrarna) var man tvungen att sätta stålågarna kant i kant. Stålågarna utgjordes av tre element och de var 20 cm höga. Två stycken användes, en böjd I-bredbandsfläns och en typ som tillverkades på arbetsplatsen.



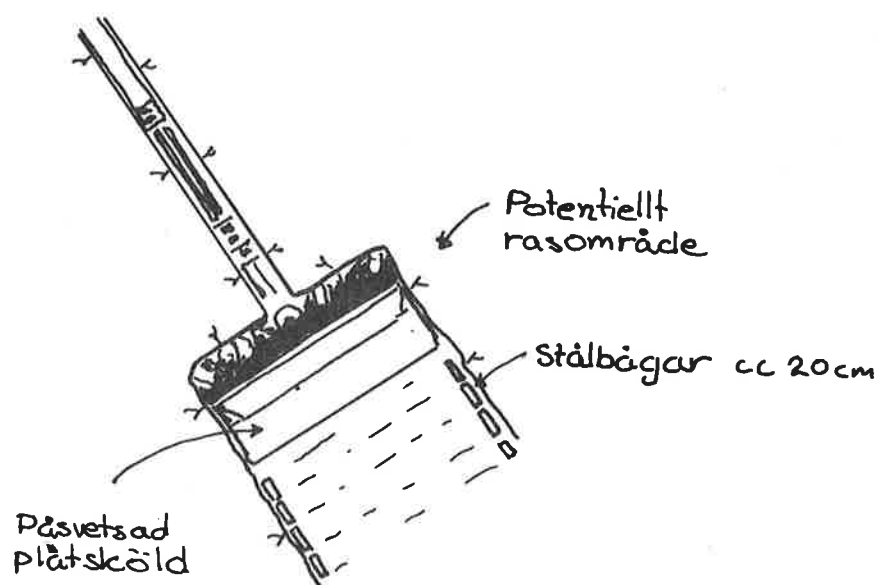
Figur 82. Stålågar som användes vid förstärkning av nedre tilloppsschaktet.

I det dåliga berget hade man haft två driftstopp på grund av ras. Exklusive rasen hade man drivit 43 m på en månad när vi besökte La Fortuna. En vanlig dygnskapacitet (12 tim) var 2 m framdrift.

Problem som uppstod var t ex följande;

När block påträffades i den vittrade andesiten och tuffen fanns möjligheter att kronan skadades. Kronan sänktes då ca 0.5 m och kanadensarna gick upp med Alimakhissen, borrade handhållet ett hål i stenen, laddade och sprängde. Detta var mycket tidskrävande.

Schaktet lutade 60° och för att undvika utfall så fanns en plåt påsvetsad på kronan.



Figur 83. Lösning för att minska rasrisken vid fullortsborrningen.

När schaktet är borrarat måste diametern vidgas från 2.1 m till 3.3 m.

Den metod som skall användas är följande;

- a) Starta i schaktets överdel
- b) Demontera stålbågar på en sträcka av två meter
- c) Borra och strossa ut till 3.3 m diameter
- d) Förstärk
- e) Börja vid punkt b) igen

Vi fick vid besöket även möjlighet att se en del av utloppstunneln.

De första 150 m från maskinhallen sett har måst drivas på nytt då en ny

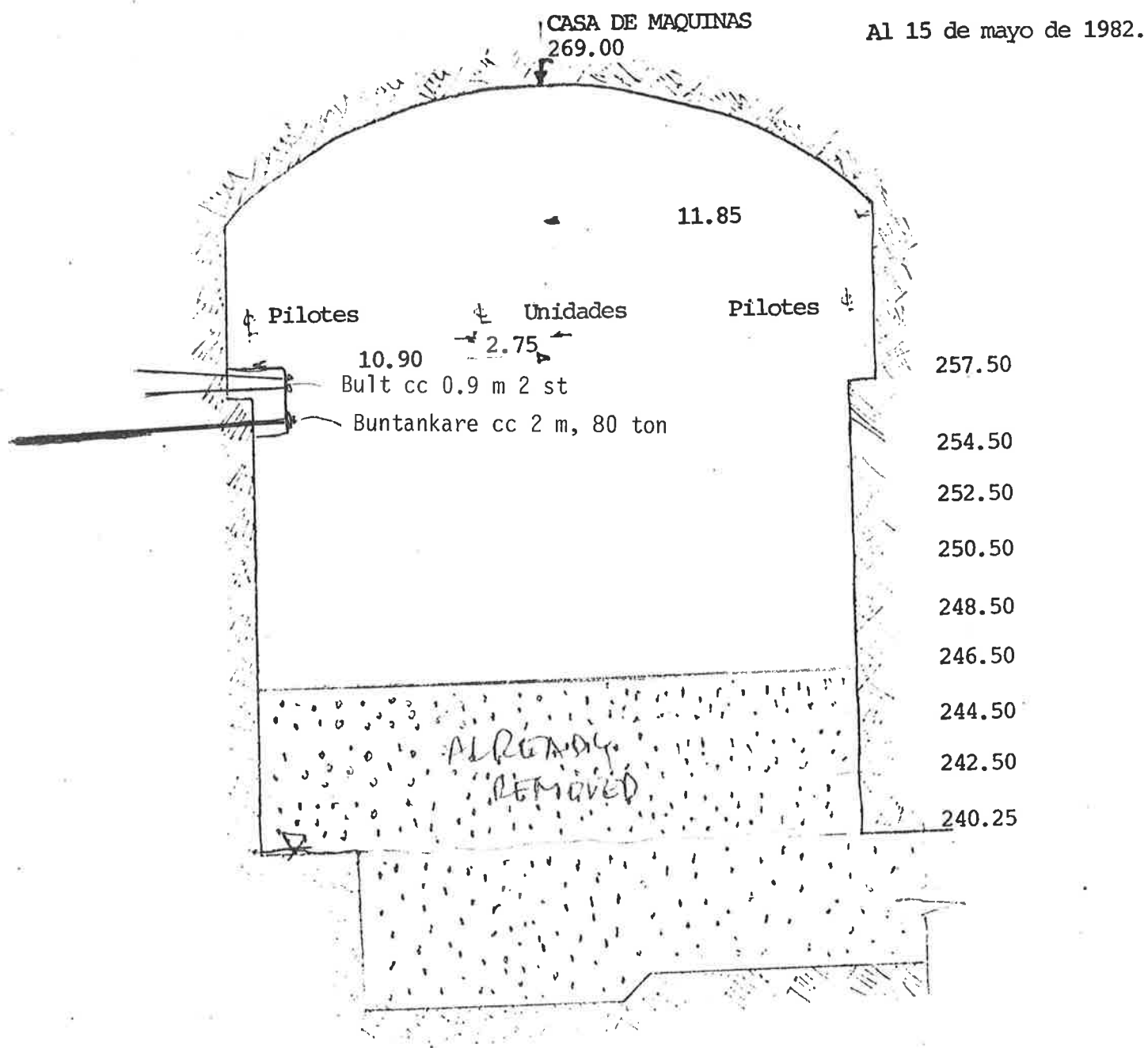
design gjordes av maskinhallen. Bergarten var här huvudsakligen andesit av varierande tektonisk påverkan. Kalcit fanns rikligt som sprickfyllnadsmaterial.

Förstärkning utgjordes av stålbågar, 200 mm breda, placerade med cc ~1 m, nät, bult och sprutbetong. Det uppgavs att i 50% av tunneln användes enbart sprutbetong.

Bergarten i utloppstunneln var andesit, agglomerat andesit, tuff och sandsten. Borrningen utfördes med ett Tamrock fyrbomsaggregat + en bom med plattform. Parallellhålskil med 2 st Ø 76 mm grovhål användes. Håldiameter var Ø 48 mm. Sprängämnen utgjordes av DxB och Gurit i konturen.

I tilloppstunneln som vi aldrig såg uppgavs det att stålbågar användes i 10% av tunneln och i 90% användes enbart sprutbetong. Betonglining skall senare utföras. Bergmaterialet utgjordes av tuff, andesit och agglomerat andesit. Vissa svåra partier med lerfyllda slag påträffades.

FASES DE EXCAVACION DE CASA DE MAQUINAS

Leyenda

ESCALA 1:200

- ! ! Excavación concluida
- [] Excavación por realizar.

Figur 84.

AREA DE CASA DE MAQUINAS

Al 27 de marzo de 1982

Niv. 391

TUBERIA FORZADA. INFERIOR

DISTRIBUIDORES

POZO DE CABLES

RESERVORIO

TUNEL DE DESCARGA

T. DE ENSAYO No 1
ACTUAL COMEDOR

CANALES DE DESCARGA

TUNEL DE ACCESO

LEYENDA

- EXCAVACION CONCLUIDA
- PUNTO DE CONTROL

ESCALA 1:1500

JERG

PRESA PROYECTO FORTUNA

I Y II ETAPA

Etapp I 12 M m³

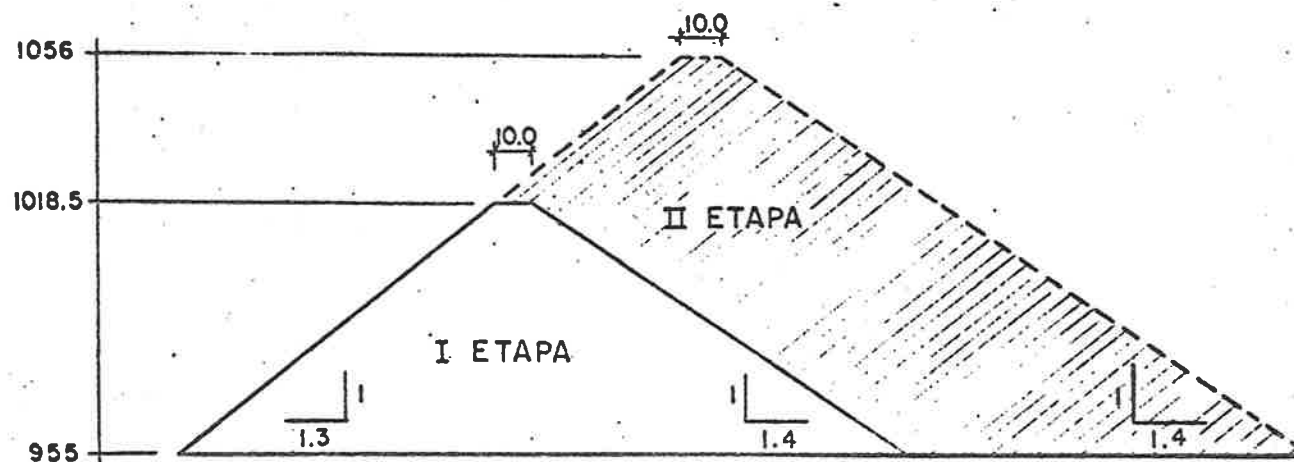
Etapp II 270 M m³

Etapp I

Etapp II

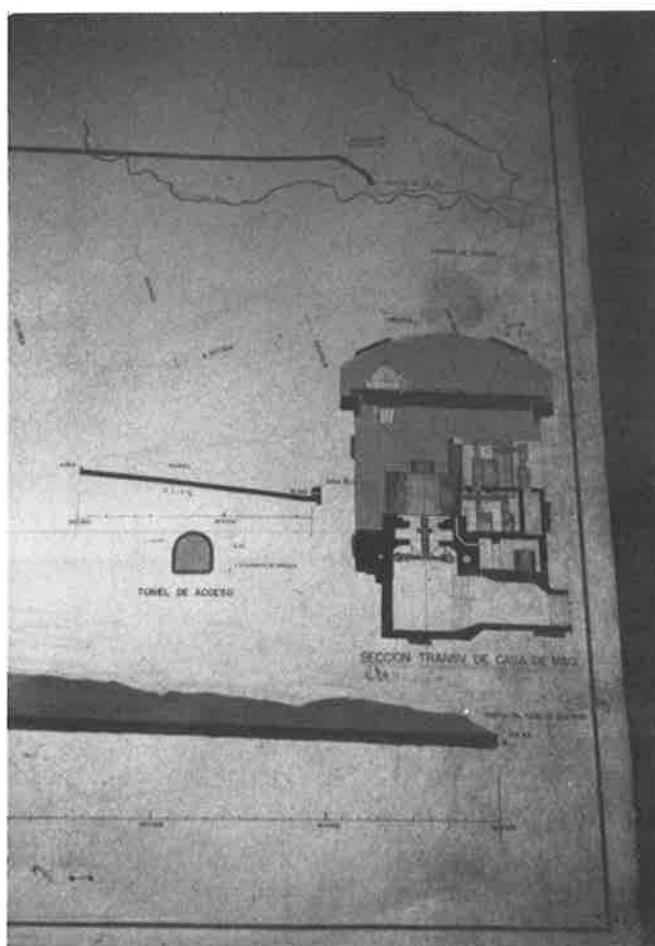
12 M m³

270 M m³

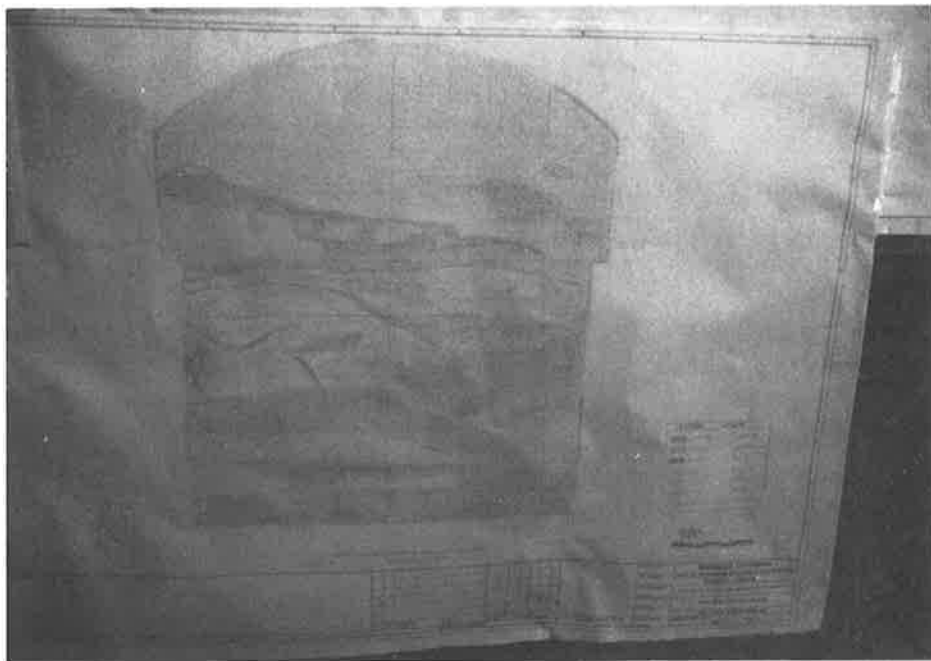


ESCALA

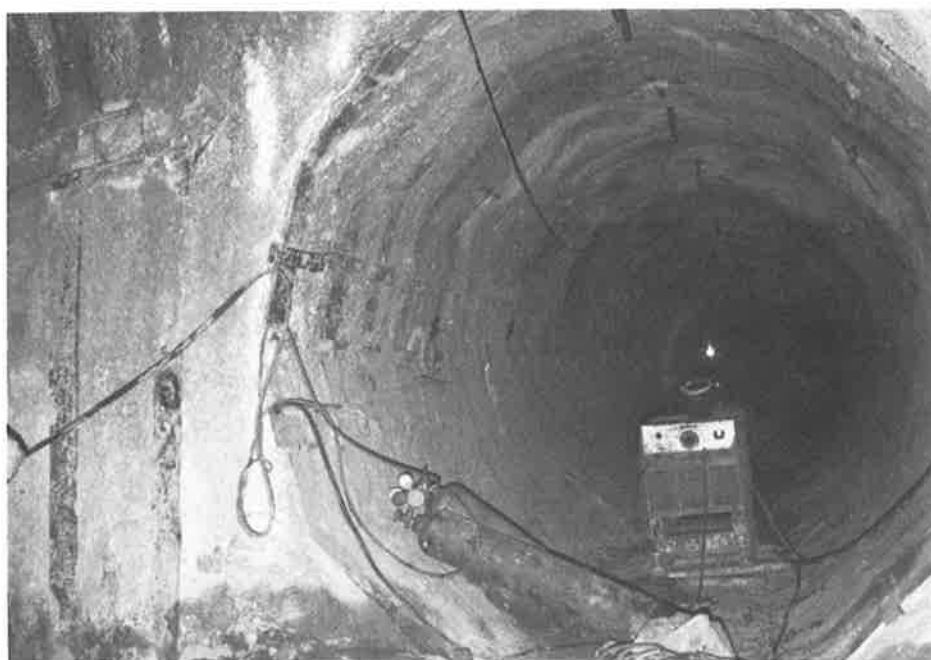
Skiss på
design.



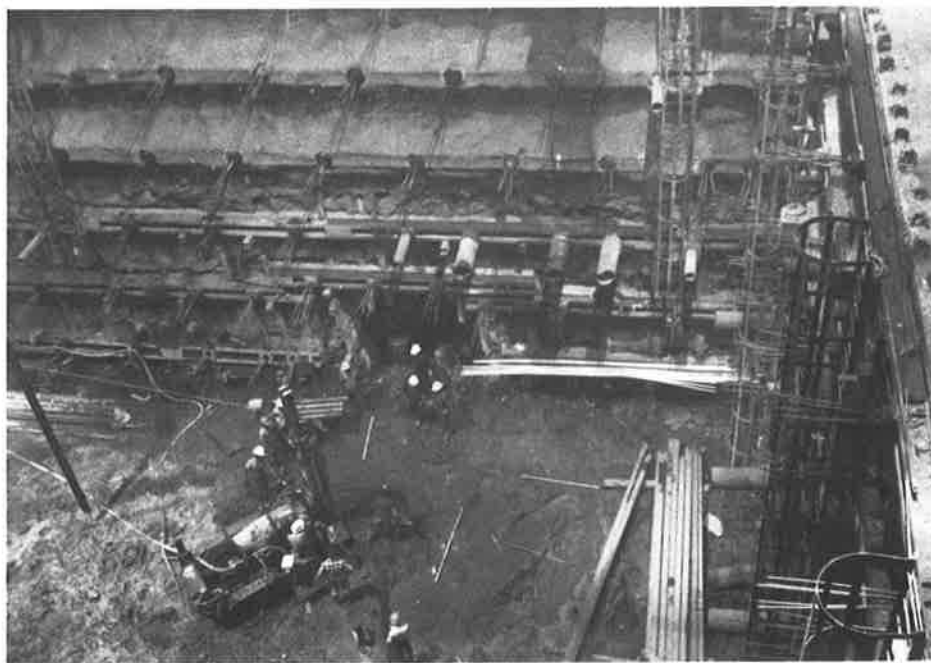
Bergarter i
maskinhallen
var andesit av
olika tektonisk
påverkan samt
tuff.



Tunnel som
anslöt till
maskinsalen.



Maskinsalen.



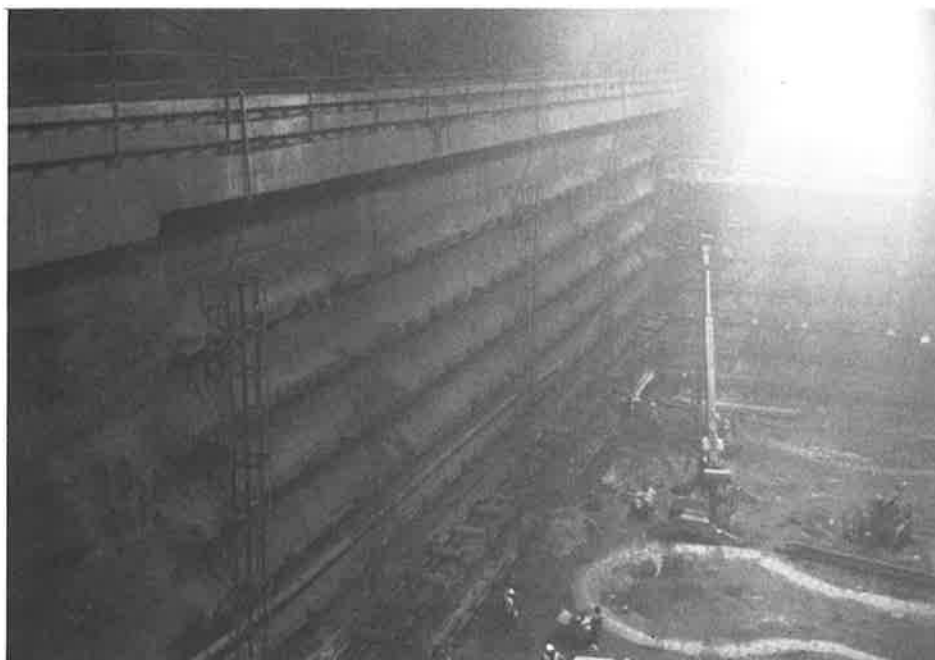
Maskinhallen. I borte
änden har man fördelat
gavelns höjd på
två pallar för att öka
stabiliteten.



Tunnel i närheten av maskin-
hallen. Deformationer har
gett upphov till sprickor
i tunneln. Förstärkning
utgörs av stålbågar, nät och
sprutbetong.



Maskinhallen



Dywidagbultning
i maskinsal
cc 2 x 2 m.



Borrning för
"Soldier piles".



"Soldier pile"
som syns på
maskinhallens
nedre nivå.



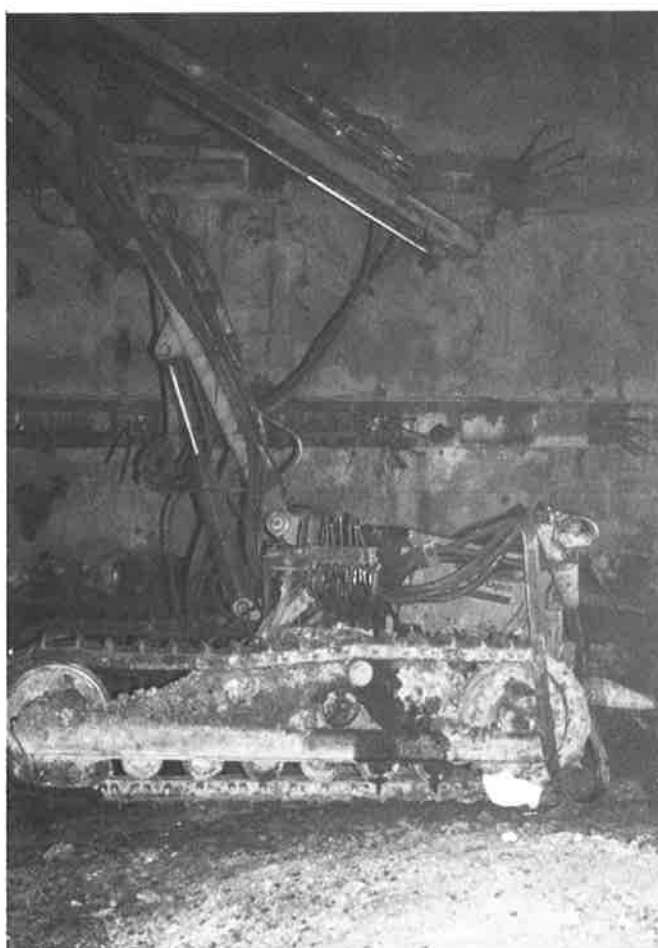
ITM-maskin för
borrning av
8" hål för
"soldier pile".



Mätning i
utloppstunneln.



Pallbornningsaggregat
som användes vid ut-
sprängning av maskin-
hallen.



Två typer av stål-
bågar som användes
vid stigortsdriv-
ningen.



Borrning av $\varnothing$ 2.1
tilloppsschakt
Skånska Cement-
gjuteriet som
underentreprenör.



En Alimak stigorts-
hiss användes för
förstärknings-
arbeten i samband
med stigorts-
borrningen.



Dammen som japanska
entreprenörer höll på
att färdigställa.



Observationsschakt
vid inloppstunneln.



9. 14 Carhuaquero, Peru. Reserapport av Roger Holmberg /81/

Allmänt

Beställare till kraftverket är Electroperu. Skånska Cementgjuteriet AB är entreprenör. ASEA svarar för leverans av ställning, turbiner, luckor etc och det norska företaget Kvaerner Brug är underentreprenör till ASEA. Beställarens konsult Shawinigan är supervisor. EPD är designer. Electroperus dotterföretag INIE har gjort förundersökningarna.

SCG, EPD och ASEA har ett "solidarity agreement" sinsemellan och med beställaren. Den utländska delen finansieras via svenska banker och den lokala biten finansieras via Chase Manhattan.

Ändringen av bl a dammbyggnad och tryckschakt beräknas ha ökat den ursprungliga byggnadsvolymen med ca 30%.

Vattenflödet var max 21 m³/s och kraftverkets effekt skulle bli 3 x 25 MW.

Vissa problem p g a lokalbefolkningen uppstod vid projektstart, vilket gav upphov till vissa juridiska tvister.

Damm

Ursprungligen var dammen vid Cirato projekterad för ett läge i blockigt berg. Då grundläggningen visade sig bli svår med stor betongåtgång beslöt man att flytta dammen.

Ett besök gjordes vid dammanläggningen där en lokal underentreprenör utförde sprängningsarbetet för betongdammen. Ca 4 m pallar togs ut med handhållen vertikal borrar och borrarserie 11. ANFO som blandas på plats användes tillsammans med pentylstubin vid sprängningen. Det uppgavs att inga intervaller användes vid initiering.

Kontursprängningen skedde med hjälp av slätsprängning. Hålavståndet var 40 cm och hålen däckladdades med ANFO + primer; sandpropp, ANFO + primer o s v. Resultatet såg bra ut men viss radiell sprickbildning återfanns längs borrhålen på ca 1.2 m avstånd d v s där laddningarna suttit. På ett ställe hade fastbultning skett av block som visade en potentiell instabilitet (utglidning i närheten av svaghetszon). På förfrågan om lokala entreprenörers effektivitet uppgavs det att den var god men ansåg att maskinleverantörer, borrarstillverkare och sprängämnesfabrikanter ej lär ut metoderna tillräckligt grundligt. Detta medför indirekt att entreprenörens arbeten försvåras eller försenas. SCG försökte lära ut bättre borrar och sprängteknik genom att t ex försöka få underentreprenören att använda lutande hål och intervalltändning. Ingen fullgod slipning av kronor utfördes varför borrar i regel tog längre tid än beräknat.

Tilloppstunnel

Tilloppstunnelns längd var 13 km med en höjdskillnad på 90 m d v s lutningen var 7‰.

Den ursprungliga arean hade ökats samtidigt som beställaren hade krav på att detta ej fick påverka den ursprungliga tidsplanen. Detta var den faktor som fick SCG att påbörja förundersökningen för TBM.

Totalt visade sig TBM drivning billigare på kalkylstadiet. Förundersökningen för TBM utgjordes av en noggrann ytkartering och borrarbarhetstester. Gunnar Nord har engagerats vid dessa förundersökningar.

Från intaget drev man tunneln med konventionell borrar-sprängning. Denna del kallades för Cirato. Silt omgav hela portalen men man hade lyckats hitta en bergklack där påslaget skedde. Vid varje tunnelpåslag i Peru placeras Sankta Barbara till höger om mynningen och en katolsk ceremoni hålls alltid av en präst som välsignar såväl tunnel som arbetare. Ingen kvinna tillåts gå in i en tunnel då detta anses medföra stor olycka.

Ca 3.5 km tunnel med arean 13 - 15 m² var utsprängd vid besöket. Vid besöket kunde följande observeras;

Temperaturen i tunneln var 30°C och luftfuktigheten var mycket hög. Sulan var mycket lerig. Plåttuber användes för ventilation. För lastning och transport användes Atlas kastlastmaskin och Hägglunds transportvagnar. Inga riktinstrument användes på borraraggregatet.

Enligt beställarens specifikationer räknades överberg som allt berg utanför en profil 15 cm från teoretisk profil. SCG hade dock hittills inte haft några svårigheter med denna specifikation.

Det uppgavs att det i Peru finns ett tiotal sprängämnesprodukter. Information om detonationshastigheter och viktstyrkor för respektive produkt uppgavs vara tillräcklig för att bedöma vilken produkt som var användbar vid en specifik sprängning. Produkter som användes vid tunneldrivningen var i huvudsak Dinasol och Semperex som uppgavs vara dynamiter.

I kontursprängning används ett sprängämne Maconite som liknar den svenska Guriten. Maconite har utvecklats i samband med Majesprojektet. NONEL tillverkas utan licens i Peru och marknadsförs med produktnamnet Fanel. SCG använde dock i nuvarande läge importerad svensk NONEL då Fanel ej uppfyllde kraven. Det uppgavs att Maconite hade använts för kontursprängning utom i tunnelns första 500 m.

Geologin i tunneln var mycket varierande och kvarstående hålpipor kunde enbart observeras på vissa avsnitt där berget var bra. Bergarten i tunneln utgjordes av ryolit, tuff och andesit eller agglomerat av dessa. Kalcit återfanns ofta som sprickfyllnadsmaterial i andesiten. Det fanns partier med lermaterial som sprickfyllnad. En choklادتuff som var starkt uppsprucken ca 10 x 10 cm observerades i ett parti. Bergarterna var på vissa sträckor starkt vittrade och det var enkelt att göra skårar med hjälp av en geologhammare. Andra sträckor var däremot klångfasta.

Q-systemet användes av konsulten för att specificera den permanenta förstärkningen. Bergförstärkning skulle ske enligt fyra alternativ beroende på Q-värde. I korthet gällde;

$Q > 4$	25 mm sprutbetong + perfobult vid behov
$4 > Q > 0.4$	25-50 mm sprutbetong + nät + 2 m bult cc 1 m
$0.4 > Q > 0.1$	50-75 mm sprutbetong + nät + 2 m bult cc 1 m förspänd
$Q < 0.1$	sprutbetong, nät, systembultning + betonglining

Vid utsprängning av tunneln använder sig SCG vanligtvis av en driftsförstärkning där nät först hålls på plats med korta järn (ca 50 cm) och därefter appliceras sprutbetong. Om driftsförstärkningen tar mer än 4 tim per salva får SCG extra betalt.

Vid vårt besök pågick diskussioner om vad drifts- och permanentförstärkning egentligen är. EPD hävdade att slutlig förstärkning skall ske omedelbart (10 tim eller 18 m) efter tunnelfronten utom då betonglining erfordras. EPD menar att permanent förstärkning skall göras omedelbart för att förhindra den uppsprickning som erhålles i tunnelperiferin på grund av spänningsomlagringen. (Bergtäckningen är över 1000 m, långa sträckor). Genom detta förfarande skulle förstärkningsinsatserna kunna minimeras. Enbart sprutbetong skall enligt EPD

enbart användas för den direkta säkerheten samt för visst erosionsskydd.

SCG:s ståndpunkt var att enbart temporär förstärkning skulle användas till dess att genomslag sker. Därefter kan resurser sättas in på permanent förstärkning. Man ville betrakta den temporära förstärkningen som en del av den permanenta.

Vid vårt besök var det Maki från Shawinigan (supervisor) som utförde Q-bestämningen i anslutning till tunnelfronten. Konvergensmätningar utfördes även i tunneln. De visade att de största deformationerna inträffade efter de första två veckorna.

Det fanns flera partier i tunneln där skjuvsprickor och "spalling" inträffat i sprutbetongen i tunnelns tak.

Shawinigan menade att för god samverkan borde EPD placera en man på platsen som talade om exakt var och hur entreprenören skall förstärka. EPD menade att SCG borde ha en geolog vid fronten för att bedöma förstärkningsåtgärden.

SCG, Shawinigan och EPD var alla överens om att Q-systemet var svårt att använda. Det kan slå fel på en 10-faktor vid bedömning och dessutom tar Q-systemet ej t ex hänsyn till olika bergmaterials vattenresistans. Vi kunde även konstatera att betydande svårigheter föreligger om man på ett objektivet sätt skall klassa en sprängd och en borrarad tunnel i samma bergmaterial för att bestämma förstärkningsgrad.

Vid förstärkning får entreprenören betalt per bult av beställaren men om det blir för mycket bultning krävs stora arbetsinsatser och tidsplanen kan bli svår att uppfylla.

Två skift à 12 tim användes vid den konventionella drivningen och man klarade 180 m/mån.

Påslaget för TBM-maskinen kallades för El Papayo. En $\varnothing$ 3.8 m Jarvamaskin användes. Temperaturen i denna tunneldel var 33°C d v s 3° mer än i den konventionellt drivna. Tunnelmaskinhuvudet drivs direkt på Jarvamaskiner varför värmeutvecklingen ej är lika stor som vid hydraulisk transmission.

Det första tunnelavsnittet har drivits konventionellt. Här förekom en spröd "black shale" med en utpräglad strata som stupade ca 20° mot tunnelaxeln. Det var lättsprängt och indrifterna var ofta 100%. På grund av stratan var det svårt att bibehålla tunnelprofilen. El Papayos portal var förstärkt med stålbågar cc 1.1 m samt nät och sprutbetong. Plåttuber användes för ventilation. Tuberna tillverkades på plats av bandstål. 6" alveniusrör användes för trycklufts försörjning till borrar- och sprängningsarbeten som krävdes vid växlingsstationer och för betongsprutning. Rälisen var upplagd på stålsyllar som i sin tur placerats på träklotsar. Vatten kunde därför fritt rinna ut. Det gick åt ca 75 m^3 vatten per dygn. Problem uppstod dock p g a låg strömningshastighet och sedimentation medförde att manuell rensning måste ske.

TBM-maskinens bakrigg var konstruerad så att lastningen kunde ske genom att den vagn som sist lastades kunde parallellförflyttas till parallellspåret för att ge plats för nästa tomma vagn. Det var mycket trångt i denna del.

Styrningen av TBM-maskinen kontrollerades via en i tunneln monterad laser som belyste två målskärmar fastsatta på TBM-maskinen.

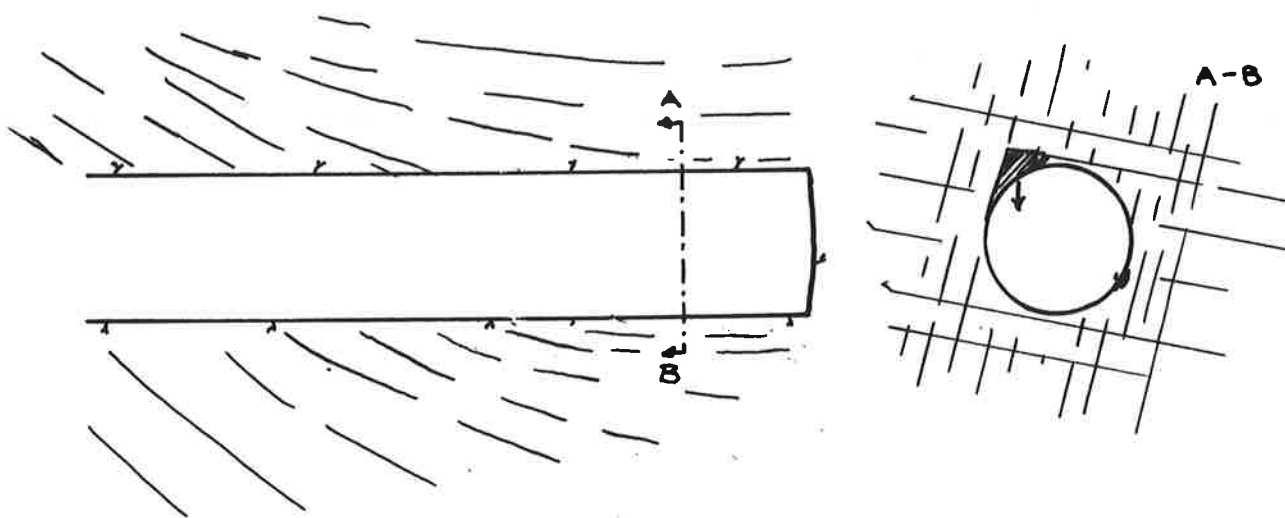
Tre skift à 8 tim utnyttjades men arbetarna betalades för 12 tim som uppmuntran p g a svåra arbetsförhållanden.

Den kalkylerade framdriften för TBM var 365 m/mån. Vid vårt besök var medelindriften 413 m/mån trots ett längre uppehåll för byte av ett lager till huvudaxeln som skadats p g a varmgång. Den maximala månadsframdriften var hitintills över 700 m/mån. Maskinen har 31 skär och "cutter" avståndet är 75 mm. Fyra typer av skär användes, dels en konstant area-disk samt tre skär med vinklarna 60° , 75° och 90° .

Matningskraft per "cutter" ca 150 KN, vridmomentet är ca 540 KNm och rotationshastigheten är 10.5 rpm. Transportsystemet klarar ca 180 ton/timme vilket motsvarar ca 6 m indrift.

Den bästa framdriften har erhållits i agglomerat. I dessa tunnelavsnitt var berget stabilitetsmässigt av mycket god kvalitet och ingen förstärkning krävdes. På de flesta håll var berget klingfast men bitvis fanns partier med bomt berg.

Vid vårt besök hade man problem med bergutfall vid fronten och framdriften var så låg som 2 meter per dygn. Problemen berodde på att man kommit in i ett parti med smällberg. Tunneln låg här i en hög bergslänt varför topografin i hög grad avgjorde spänningstillståndet och maximala huvudspänningens orientering. Skjuvdeformationer och "spalling" kunde iakttas i sprutbetongen. Vid fronten var problemen ännu större beroende på att nära vertikalt stupande svaghetsplan som tidigare tvärade tunneln hade rätats upp och hade nu en strykning parallellt med tunnelaxeln. Dessa svaghetsplan tillsammans med svaghetsplan som stupade ca 20° och hade samma strykning medförde risk för utglidning i tunneltakets vänstra del. Spänningstillståndet i kombination med den ogynnsamma bergstrukturen gav upphov till "spalling" i tunnelns front med besvärligt bergutfall.



Figur 87. Ogynnsam bergstruktur och stora spänningar gav instabilitet.

För att klara problemen var man tvungen att backa TBM-maskinen när stennedfall inträffade. Därefter väntade man till dess att aktiviteten vid fronten avtagit innan det skrotades och sprutbetong applicerades.

Konvergensmätning utfördes var 15:e meter i tunneln för kontroll av deformationer. Mätningarna uppvisade i medeltal en minskning av vertikala diametern med 1 cm och en ökning av den horisontella av samma storleksordning.

Tryckschakt

Ursprungligen var en stödgjuten trycktub i stål projekterad utanpå bergsluttningen från intagstunneln ner till maskinhallen men på grund av dåligt berg ändrades designen. Belastningsprov (area 30 x 30 cm²) i sluttningen visade på krypning i materialet. (Testet kan kanske kritiseras för att den belastade arean var för liten i ett så blockigt material som fanns i sluttningen). Den nya designen innebar att ett tryckschakt $\varnothing$ 2.7 m, ett svallschakt och en tunnel i stället skulle byggas.

Vi besökte påslaget till den 13 m² hjälptunnel som ledde till tryckschaktet. Berget var mycket lättsprängt och ingen parallellhålskil användes utan enbart en brännarkil.

9.15 Charcani V, Peru Holmberg /81/Allmänt

Electroperu är beställare till detta kraftverk som ligger vid vulkanen Misty's sida. Electroperu var även projekt designer och hade utfört förundersökningen. En brasiliansk entreprenör utförde byggnationen och en peruansk underentreprenör Bentolero har hand om berguttaget under jord. Italienska Electrocontrol var supervisor och teknisk designer. Kontraktssumman var 110 millioner US\$ för anläggningsarbeten utom den maskinella delen, turbiner, generatorer etc.

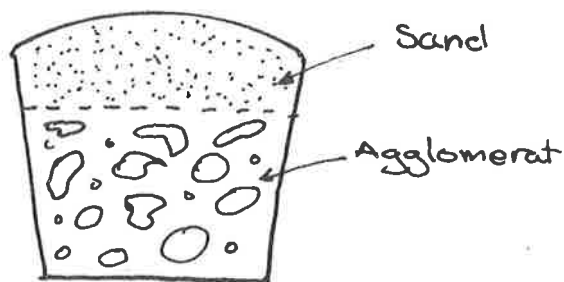
Kraftverkets effekt var 3 x 45 MW. Fallhöjden var 700 m och vattenflödet enbart 13 m³/s. Enbart två turbiner beräknades användas momentant med en turbin i reserv.

Man borrade enbart 10 hål varav 5 sulhål. Sprängningens syfte var enbart att "skaka" om pimpstenen så att manuell grävning kunde ske. Det var möjligt att hålla en indrift på 3 m. Därefter monterades stålågar (100 x 100 mm) med 1 cc max 1.2 m. Korrugerad plåt användes som "lagging". Två skift á 12 tim användes för en framdrift på 6 m/dygn.

Sektion C

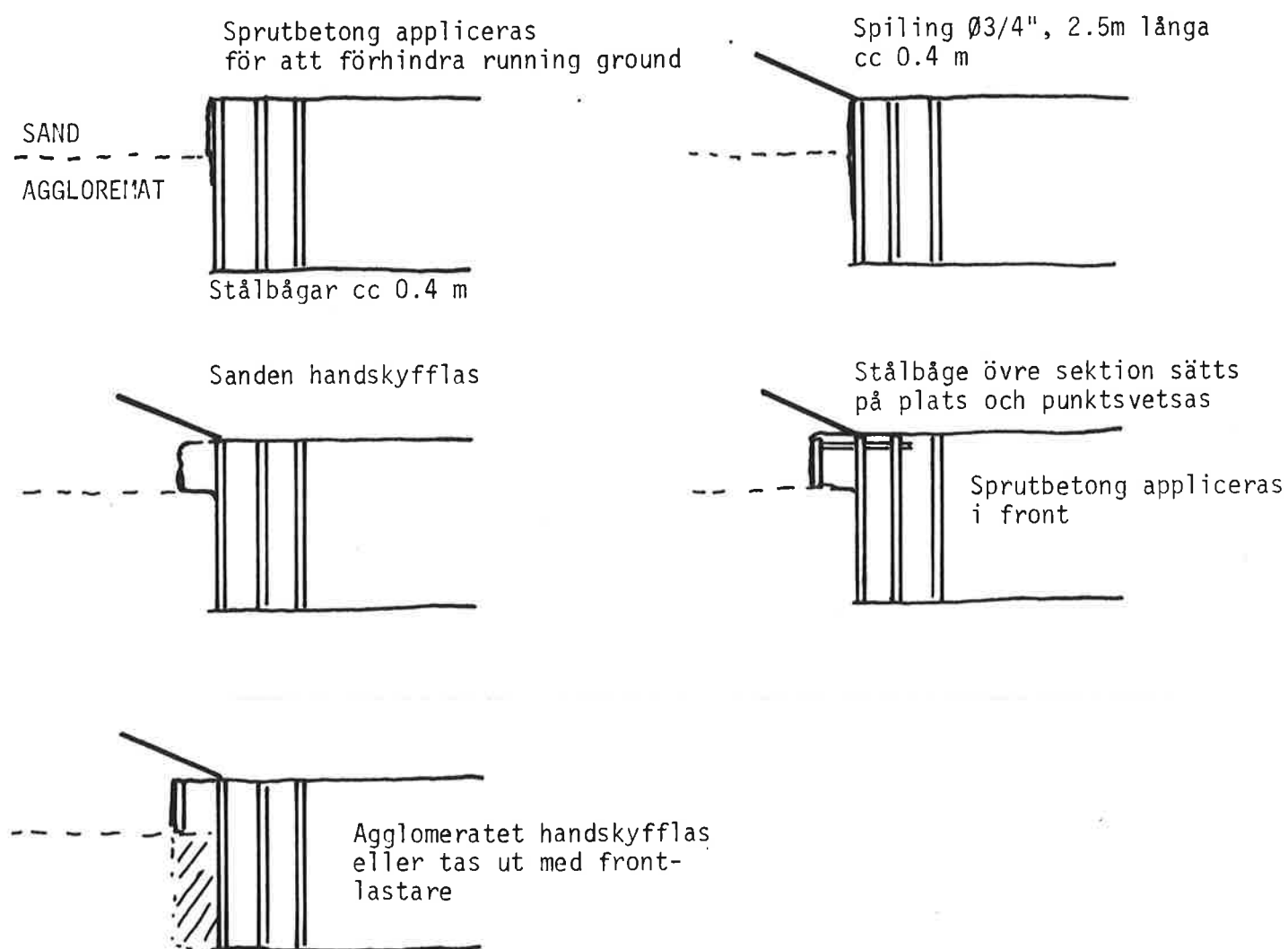
Detta var den besvärligaste sektionen av tilloppstunneln. Vi fick tillfälle att göra ett besök i detta avsnitt och tog oss in i tunneln med lokomotivet. Ventilationen klarades med ståltuber $\varnothing$ 50 - 60 cm. I den utsprängda tunneln utgjordes förstärkningen av stålågar. Tre sektioner monterades i hästskoform cc 1 m. Belysningen var den vanliga här i Peru. Två oisolerade ledare löpte längs anfanget och på var tionde meter var en glödlampa parallellkopplad.

Framme vid fronten var problemen stora. Bergmaterialet utgjordes här av ett torrt icke konsoliderat material (sand) och ett agglomerat av sand och stenblock.



Figur 90. Geologi vid tunnelfront.

Femton man arbetade i fronten. Framdriften var 2 - 3 m/dygn. 2 skift å 12 tim användes. Handskyffling och frontlastare användes vid berguttaget. Berguttaget skedde enligt figur nedan.



Figur 91. Berguttagsmetod.

Sektion D

Bergarten utgjordes av ignimbrita som var mycket uppsprucken och tektoniskt påverkad. I 50% av tunneln användes stålågar cc ~ 1 m och i 50% användes sprutbetong som temporär förstärkning.

Ett elhydrauliskt treboms Tamrockaggregat användes vid borrhningen. Håldiametern var $\varnothing$ 45 mm och håldjupet var 2.4 m. 50 - 60 hål borrades och en dynamit användes vid sprängning.

Electroconsult påpekade svårigheterna med att använda så sofistikerad borrarutrustning. Vid mindre tekniska fel klarar man ej reparationerna snabbt nog varför utnyttjandegraden blir låg. Tamrock har ej heller några lokala reparatörer som kan nås.

I slutet av tillloppstunneln fanns ytterligare ett påslag som vi besökte. Utanför påslaget fanns 3 st (IR?) 2000 kompressorer uppställda som vardera gav 9 kp/cm². Altituden var här 3600 m och en linbana, fabrikat Secant, löpte från flodnivån 750 m upp till påslaget. EIMCO lastmaskin användes. Förstärkningen utgjordes av stålågar cc 1 m och sprutbetong. 3 mm korrugerad plåt användes som "lagging". På vissa partier var cc 0.4 m. Man borrade handhållet 2.4 m, $\varnothing$ 38 mm. 50 - 60 hål per salva. Dynamit användes. En salva var nyss sprängd. Styckefallet var bra men det fanns intakta stenblock på upp till 1 m i massorna.

Från tunnelmynningen skall en trycktub löpa i dagen ca 100 m fram till tryckschaktet.

Tryckschakt

Tryckschaktet är 750 m långt med 52° lutning. Bergarten är ignimbrita.

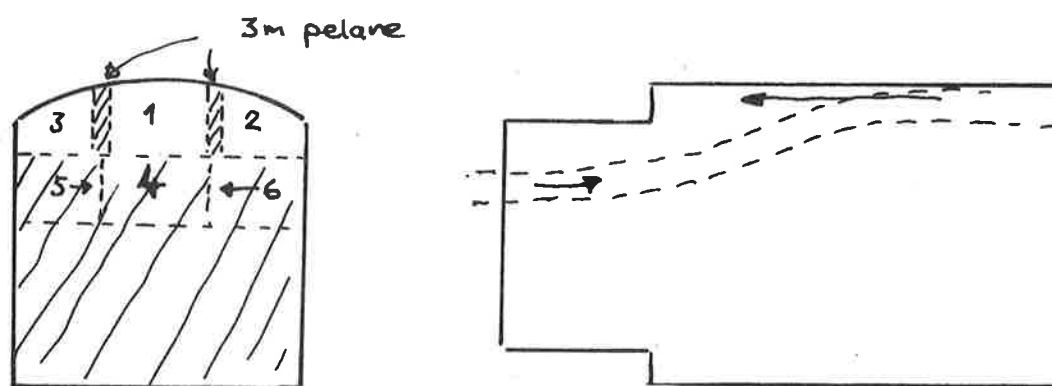
I dess övre del startade man med konventionell schaktsänkning. Handhållen borrhning och handlastning. Problem med lastning medförde stora förseningar. 150 m tog 6 månader och efter detta försök gav man upp.

Man övergick i stället till stigortsdrivning med Alimakutrustning. Schaktets diameter var 3.5 m. Den beräknade tiden för de nedersta 350 m var 1 år.

Maskinhallen

Bergarterna utgjordes av andesit och en andesit breccia.

Vid utsprängning av maskinhallen gick man först upp med en förlängning av accesstunneln till maskinhallens andra ände. Därefter gick man horisontellt tillbaka med två tunnlar och lämnade en 3 m pelare mellan dessa tunnlar och accesstunnelns förlängning. Bult och sprutbetong användes som temporär förstärkning.



Figur 92. Uttagsmetod för maskinhall.

Pelarna utsprängdes därefter i 5 m intervaller och betonglining av taket utfördes i 5 m intervaller. I taket var 20 m långa Dywidag buntankare installerade och förspända med 90 ton.

Avsänkning gjordes med stående pallar. I väggarna installerades 15 m långa Dywidag buntankare förspända med 40 ton cc 5 m. 3 m långa bultar var dessutom systematiskt använda.

Extensiometrar från Terrametric installerades i tak och väggar när avsänkningen var halvvägs. Två installerades i taket och förankrades på 10, 20 och 30 meters djup. Två installerades på varje långsida och en i vardera gaveln. Dessa förankrades 5, 10 och 20 m in i väggen.

Avläsningen startade först efter det att Dywidag buntankarna var installerade och max deformation i vägg var 4 mm. Konvergensmätningar gjordes även och resultatet var överens med resultatet från extensio-meteravläsningarna.

Ingen större finess hade använts vid utsprängningen av bergrummet att döma av sprängskador i synlig vägg.

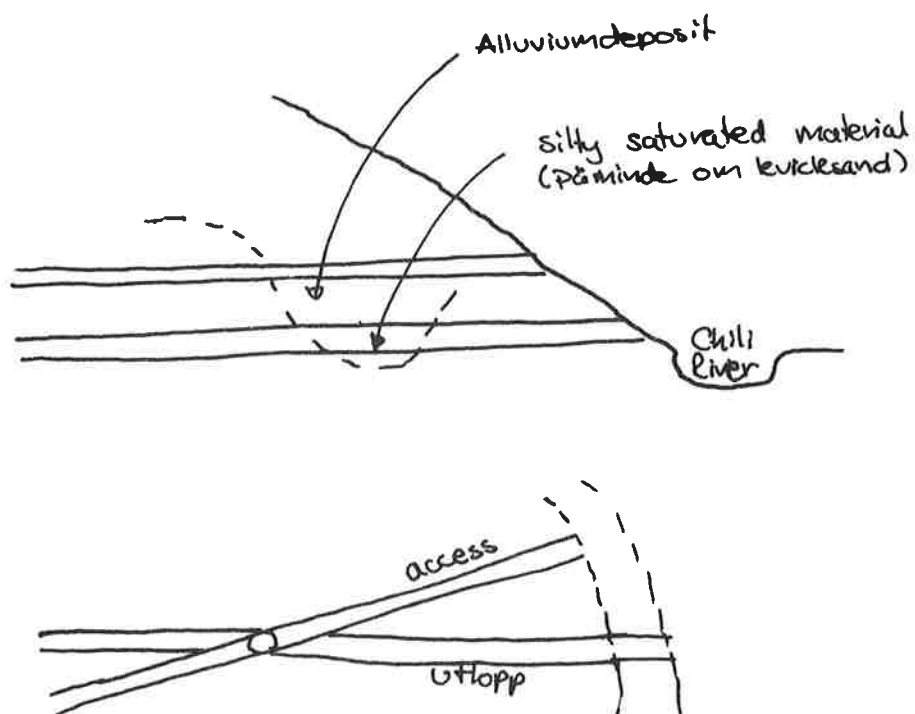
Accesstunnel

Accesstunnelns längd var 300 m. Inga större problem uppstod vid drivningen. Vid vårt besök var tunneln delvis betonglinad. I den icke linade delen såg man att nät, bult och sprutbetong använts som temporär förstärkning. Armering utfördes med 3/4" armeringsjärn. Sulan göts först, därefter väggarna och sist taket. Efter lining sker injektering inifrån och ut mot portalen så att allt vatten rinner ut.

Kabeltunnel

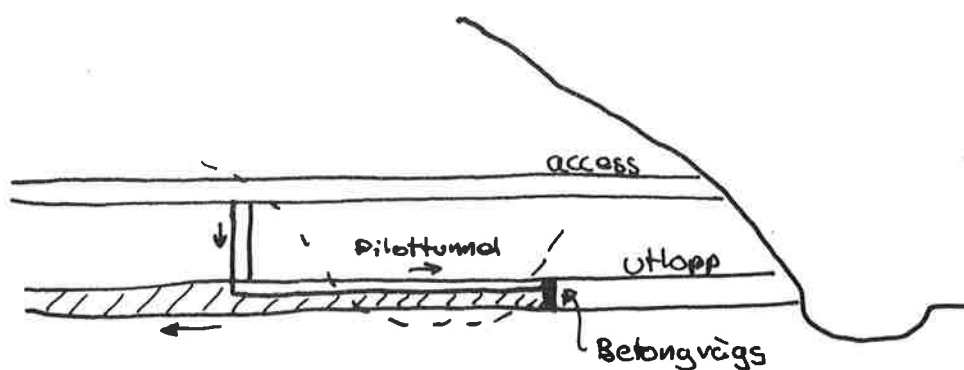
Inga problem uppstod vid drivning av kabeltunneln. Denna betonglinades med 30 cm betong. Utsprängd area var 4.35 x 3.10 m.

Utloppstunnel



Figur 93. Accesstunnel och utloppstunnel.

Vid drivning av utloppstunneln hamnade man i en zon av alluviummaterial med inbäddade block. Det bildades skorstenar med höjder på 10 - 12 m. Man försökte forcera med hjälp av förinjektering men var tvungen att ge upp.



Figur 94. Forcering av alluviumfickan.

Med en betongmur förseglades tunneln och därefter gjordes en schaktsänkning från den punkt där accesstunneln korsade den underliggande utloppstunneln. En pilottunnel drevs i riktning mot betongmuren och därefter vidgades succesivt utloppstunneln till full area $\sim 30 \text{ m}^2$. Stålbågen placerades med cc 40 - 60 cm längs den 100 m instabila sträckningen. Sandpåsar användes för att fixera stålbågarna och "forepoling" utfördes.

CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS

CHARCANI V

CHARCANI V

OBRAS DE INFRAESTRUCTURAS

Carreteras:

. Acceso Santuario	Km	15
. Acceso A. Blanca	Km	16
. Acceso Vent. 1 y 2	Km	4
. Aguada B.-Cámara Vál.	Km	13
. Asfaltado Areq.-Sant.	Km	28

Minicentral:

. Hidráulica: Turbinas	Nº	2
	KW	2,200
. Térmica: Grupos CAT	Nº	6
	KW	4,200

Teleferico:

. Longitud	m	1,400
. Desnivel	m	600

OBRAS CIVILES

Casa Máquinas:

. Excavación	m³	44,500
. Concretos	m³	10,500

Galería Acceso: m 373

Galería Descarga: m 401

Galería Cables: m 439

Conducto Forzado:

. Subterráneo	m	745
. Exterior	m	115

Túnel Conducción: m 10,080

Chimenea Equilibrio: m 90

OBRAS ELECTROMECANICAS

Potencia instalada: 3x45=135 MW

Salto Util:

. Máximo	m	710
. Mínimo	m	690

Grupos Generadores:

Nº	3
MVA	57
Hz	60

Turbinas Pelton:

Nº	3
MW	45
rpm	600

Transformadores:

Nº	3
MVA	34/57
KV	138/13.8

Línea Eléctrica A.T.

Doble Circuito:	KV	138
	Km	40

Línea Eléctrica

Servicio:	KV	13.8
	Km	21

Subestación Socabaya:

. Celdas KV 138: Nº 8

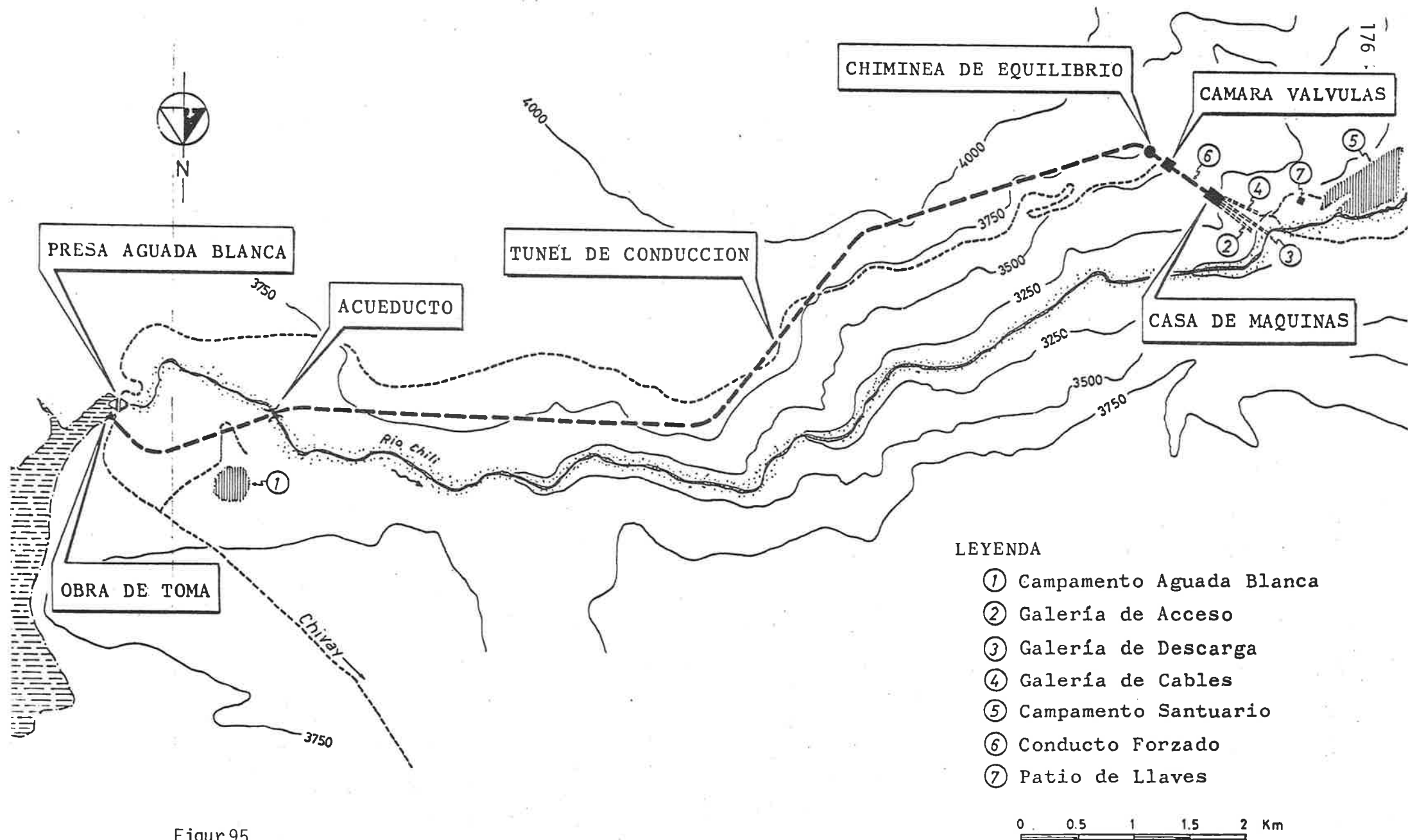
. Celdas KV 35: Nº 10

. Transformadores

Nº	2
MVA	45/60
KV	138/35

Subestación C.Verde:

. Celdas KV 138: Nº 6



9.16 Majes, Peru /81/

Typ av anläggning: Ett bevattnings- och kraftverksprojekt.

Geologi: Vulkaniska formationer bestående av andesit, basalt, breccia, ignimbrite, dioritporfyr, kalksten och kvartsit. Dåligt berg bestående av mycket uppsprucken kalksten och kvartsit, lerskiffer, sandsten och dåligt sammanbundet konglomerat.

Extremt dåliga partier av berg utsatt för hydrotermal påverkan med bra sand och vulkanisk aska samt "swelling och squeezing rock".

Förundersökningarna i en av tunnlarne indelade berget i fyra klasser:

A. Mycket bra berg i 55 % av tunneln

Andesit, basalt breccia och ignimbrite, dioritporfyr, kalksten och kvarts.

B. Bra berg i 30 % av tunneln

Lerskiffer, sandsten, konglomerat och konsoliderad flytjord.

C. Dåligt berg i 14 % av tunneln

Kolluviala avlagringar och svaga sedimentära bergarter.

D. Mycket dåligt berg i 1 % av tunneln

Vulkanisk sand och aska och varierande berg.

På grundval av dessa bergklasser bestämdes förstärkningsinsatserna, se tabell 15.

Rock type	Temporary support during excavation	Estimated stand-up time for unsupported rock
A High quality rock	None (shotcrete 1"-2" in limited areas and only when the final lining was delayed)	Months or a year
B Medium quality rock	Shotcrete 1"-3" occasionally with mesh $\varnothing$ 5 100 x 100 mm and rockbolts	More than 1 day
C Low quality rock	Steel arches 4"x4" and 5"x5" at 0.75-2.0 m spacing, shotcrete and occasionally lagging and reinforcement bars	Hours taking into account shorter rounds
D Difficult rock	Steel arches, inv. struts, forepoling, pre-grouting, concrete prelining	Less than hours

Tabell 15. Förstärkningsåtgärder vid varierande bergklasser.

Data (Ettapp 1): 1.88 km långa tunnlar med arean 12 m^2
 2.11 km " " " " 8 m^2

Uttag-förstärkning: Borrning - sprängning tillämpades i alla tunnlar p g a metodens stora flexibilitet.

Fräsande brytning kunde ej användas då kvaliteten på berget var så varierande.

I bergklass A & B fick man en genomsnittlig framdrift på 200 - 250 m/mån. utan att behöva göra några större ändringar av borrh- och laddplaner.

I bergklass C minskades indriften till mellan 1/2 och 1/3 av indriften i bergklass A och B. Detta för att förlänga "stand up time" så pass mycket att man fick tid att sätta upp stålbågarna. Stålbågar och sprutbetong användes som förstärkning (stålbågar till

viss del beroende på amerikansk praxis).

Längs en 500 m sträcka i en av tunnlar, som bestod av klass A-berg, där tunneldrivningen hade gått utan problem, fick man under liningskedet ca 1 1/2 år senare stora problem. Sprutbetongen hade börjat släppa så man fick låta berget torka innan man kunde börja med lining.

I bergklass D hade man plötsligt stora problem med "squeezing och swelling rock". En första insats med sprutbetong och stålbågen var ej tillräcklig utan fick kompletteras med kraftigare, tätt placerade stålbågar (150 x 150 mm, c-c 0.6 m). Ytterligare förstärkning var dock nödvändig och man fick göra extra lining. Indriften blev nu endast 22 m/mån.

I en annan tunnel med liknande geologiska förhållanden som ovan sattes kraftiga stålbågar upp direkt efter tunneln hade betongsprutats, varpå tunneln förclinades i 3-5 m intervaller. Indriften blev nu omkring 40 m/mån. Här var man, till skillnad från tunneln ovan, beredd på problemen.

Planerade och verkliga indrifter i en tunnel visas i figur 96.

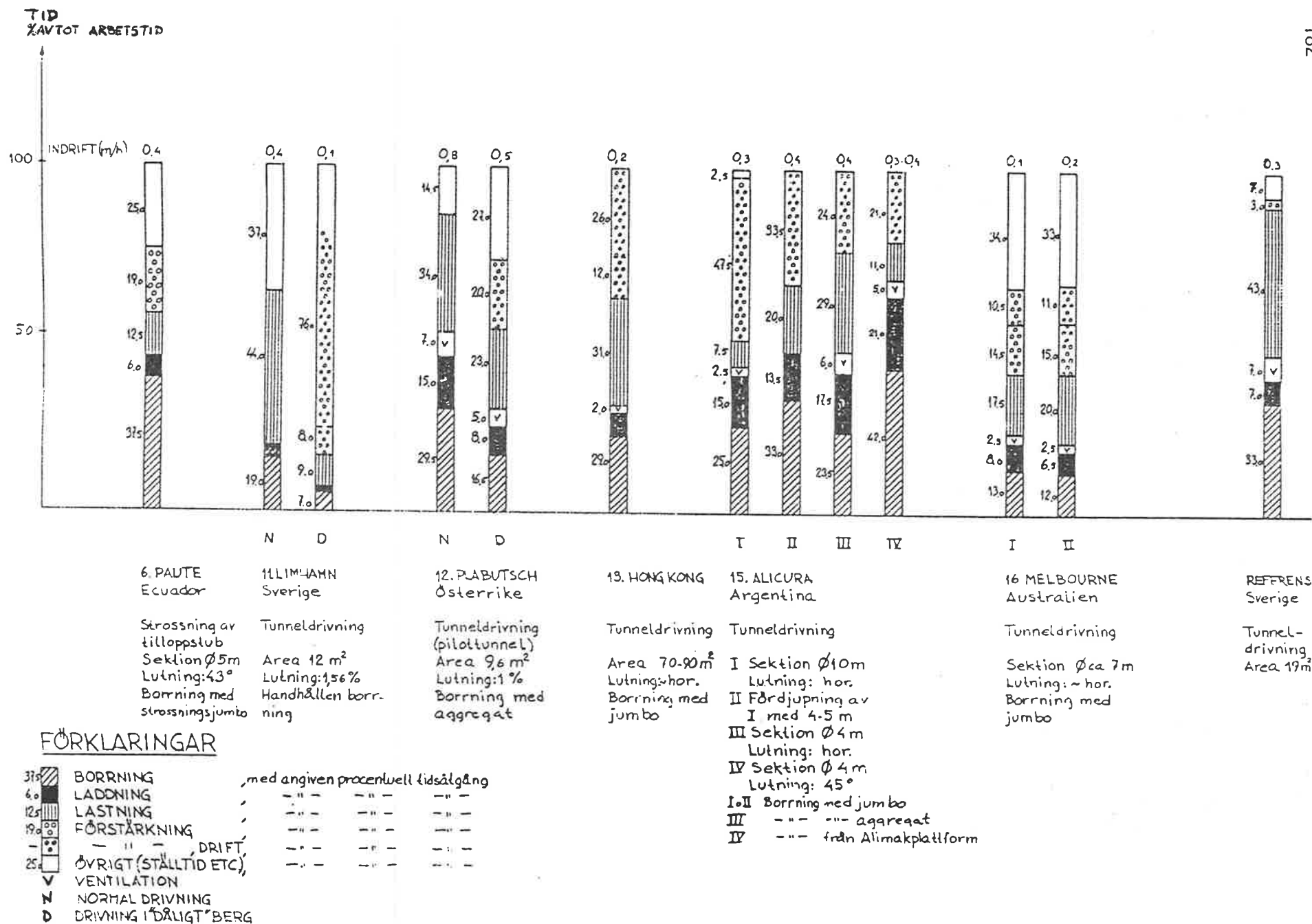
Type of Rock	Planned		Type of Rock	Actual	
	Rock Type % of length	Advance m/month		Rock Type % of length	Advance m/month
A	55	200	A	36.8	200
B	30	120	B	41.1	180
C	14	60	C	19.8	90
D	1	-	D	2.3	40

Figur 96. Planerad och verklig indrift

Plötsliga inflöden av varmt vatten (50°C) begränsade också indriften.

Slutsatser:

- Eventuella vattenförekomster bör noggrant undersökas. (Undersökningshål bör borraras in i stoffen).
- Testa bergets svällande egenskaper.
- Använd lining i "squeezing och swelling rock".
- Undersök dåliga bergartsförhållanden extra noggrant (I Majes hade man mycket dåligt berg i endast 2.3 % av total tunnellängd men detta innebar att sträckan blev 5 - 10 ggr mer tids- och kostnadskrävande).



Figur 97. Data för några tunnelprojekt. (Torgny af Forselles).

9.17 Sammanställning

Data från några av tunnelprojekten ovan har sammanställts i figur 97. Staplarna anger de olika arbetsmomentens tidsåtgång i % av total arbetstid för varje enskilt projekt. Tidsåtgången beror i huvudsak på det enskilda projektets art, vald utrustning och bergartsförhållande, varför någon direkt jämförelse mellan de olika projekten ej kan göras.

Det framgår emellertid tydligt att tiden för förstärkning och övrig tid i utländska projekt är betydligt längre än tiden för motsvarande aktiviteter i svenskt berg.

10. DISKUSSION

Detta är en state of the art-rapport. De åsikter och föreslagna åtgärder, som framkommer i denna bygger på erfarenheter från anläggningar i andra länder, där svensk bergsprängnings- och förstärkningsteknik inte är så vanlig.

För att kunna konvertera vår teknik till andra bergarter behövs olika institutioners forskning kring och deltagande i utländska bergguttagsprojekt. Kan vi inte hänvisa till några referensprojekt, där svensk teknik lyckats, kan denna svårligen säljas.

Det är därför vår förhoppning att BeFo-projektet "Undermarksbyggande i svagt berg", följs av en andra etapp, där möjlighet ges till forskning kring och deltagande i utländska bergguttagsprojekt.

11. REFERENSER

1. Henriques, Å. Kompendium i mineralogi.-
Kursmaterial i geologi på KTH.
2. Brekke, T.L. Stability problems caused by seams and faults.-
Howard, T.R. Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conf.
Vol. 1, pp 25-41, (1972).
3. ISRM commission on standardization of labora-
tory and field tests document no 4, Oct, (1977).
4. Hamilton Bergarter, mineral, fossil.-
Wolley Albert Bonniers Förlag AB, (1977).
Bishop
5. Morfeldt, C-O Sedimentär berggrund.- Hagconsult AB.
6. Brekke, T. Characterization of weak rock.-
Openings and slopes in weak rock, report
from a workshop on Utö, Dec, BeFo, (1981).
7. Hoek, E. Underground excavations in rock.-
Brown, E.T. Hertford, England, (1980).
8. Cordin, E.J. et al The effect of natural geologic discontinuities
on behavior of rock in tunnels.-
Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conf.
Vol 1, pp 107-138, (1974).
9. Reik, G The determination of quantitative rock
Schneidar, H.J. characteristics for tunnelling and drifting.-
Institute of Engineering geology in Westheim.
10. Proctor, R.V. Rock tunneling with steel supports.-
White, T.L. Commercial Shearing Inc. Youngstown, Ohio,
(1977).
11. Olsen, S. On the drillability of rock by percussive
Blindheim, O.T. drilling.-
Proc. 2th Int. Congr. of ISRM, Belgrad,
vol 3, (1970).
12. Bickel, J.O. Tunnel engineering handbook.-
Kuesel, T.R. Van Nostrand Reinhold Company, New York,
(1982).
13. Singh, D.P. et al Influence of Physics-mechanical properties
and geological discontinuities on rock.-
Blasting colliery guardian, Nov, (1979).
14. Hagan, T.N. The effect of rock properties on blasting
results.-
Australian Mineral Found, Drilling and
Blasting Technology, part 1, chap. 4,
Adelaide, May (1977).

15. Ash, R.L. The influence of geological discontinuities on rock blasting.- PhD-Thesis. University of Minnesota, (1973).
16. Berg-Christensen, J. On the resistance to blasting in tunnelling.-
Olsen, S. Proc. 2nd Int. Congr. of ISRM, Belgrad, vol 3, (1970).
17. Johannessen, O. Tunnel drift, Prognoser.-
Risdal, R. m fl Universitetet i Trondheim, NTH, projekt-rapport 2-79, (1979).
18. Singh, D.P. et al Influence of joints on rock blasting. A model scale study.-
1st Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, vol 2, Aug, pp 533-555, (1983).
19. Mouxaux, J. Boring device for recording soil data to avoid pollution due to grouting and to predict unfavorable tunnelling conditions.-
Tunnelling under difficult conditions, Proc. of the Int. Tunnel Symp., pp 257-262, Tokyo, (1978).
20. West, G. et al Rock mechanics review site investigation for tunnels.-
Int. J. Rock. Mech. Min. Sei. vol 18, pp 345-367, (1981).
21. Megaw, T.M. Tunnels, planning, design, construction.-
Bartlett, J.V. Vol 1, Ellis Horwood series in Engineering Science.
22. Maijala, P. The effect of the structural and mechanical properties of rock masses on the kind of excavation.-
Matikainen, R., m fl Work committee No 27, Vuorimiesyhdistys-Bergsmannaföreningen i Finland.
23. Hamrin, Hans Atlas Copco
Personlig kontakt.
24. Hustrulid, W.A. A theoretical and experimental study of the percussive drilling of rock, part V.-
Fairhurst, C. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., vol 9, pp 431-449, (1972).
25. Handbok bergbörning. Användning av borrarstål.-
Sandvik AB.

26. Hagan, T. The influence of rock properties on the design and result of blasts in underground construction.-
Proc. Int. Symp. on Engng. Geology and Underground Construction, Lisbon, Portugal, Sept, (1983).
27. Langefors, U.
Kihlström, B. The modern technique of rock blasting.-
Almqvist & Wiksell, (1973).
28. Persson, A. ANFO explosives, initiation, detonation, toxic fumes.-
Swedish Detonic Research Foundation, SveDeFo 1975.
29. Persson, G. Metoder att förbättra arbetsmiljön vid ANFO-sprängning.-
Slutrapport ASF-projekt 76/38, SveDeFo rapport DS 1979:2.
30. Meyer, R. Explosives.-
Verlag Chemie, Weinheim, New York, 1977.
31. Bjarnholt, G.
Holmberg, R. Detonik med anknytning till bergsprängning.-
En grundläggande kurs vid KIMIT AB, Kiruna 30-31 aug., 1977, SveDeFo rapport DU 1977:7.
32. Bjarnholt, G. Om sprängämnesprestanda och verkan vid bergsprängning.-
SveDeFo rapport DS 1977:8.
33. Cook, M.A. The Science of High Explosives.-
Reinhold Book Corporation, New York, (1976).
34. Kast, H. Die Brisanzbestimmung und die Messung der Detonationsgeschwindigkeit von Sprengstoffen.-
Zeitschrift für das Gesamte Schiess- und Sprengstoffwesen (1913).
35. Johansson, C.H.
Persson, P.A. Detonics of High Explosives.-
Academic Press Inc., London (1970).
36. Johansson, C.H.
Langefors, U. Methods of Physical Characterization of explosives.-
Proceedings, the 36th Int. Congress of Industrial Chemistry, Bryssel, vol III, p 610 (1966).
37. Holmberg, R. Blasting. Chapter 1. Charge Calculations for Tunnelling, Underground Mining Methods Handbook. Ed. Hustrulid, W., Society of Mining Engineers, NY 1982, pp 1580-1589.
38. Cole, R.H. Underwater Explosions.-
Princeton University Press, Princeton, New Jersey, USA (1948).

39. Bjarnholt, G.
Holmberg, R. Explosive Expansion Work in Underwater Detonations.-
SveDeFo rapport DS 1976:6 (1976).
40. Bjarnholt, G. Suggestions on Standards for Measurement and Data Evaluation in the Underwater Explosion Test.-
SveDeFo rapport DS 1978:13 (1978).
41. Holmberg, R. et al Vibrationer i samband med trafik- och byggnadsverksamhet.-
Byggforskningsrådet T43:1982, en informations-skrift från IVA:s kommitte för vibrations-frågor, Ag 5: trafik- och byggverksamhet, 112 sidor.
42. Chokshi, C.K. Overview of soft ground tunnelling in the Himalayas.-
Tunnels & Tunnelling, June, pp 21-24, (1982).
43. Mäki, K.
Holmberg, R. The Shear Strength of Rock Joints with Reference to Cautious Blasting.-
ISRM Symposium on Rock Mechanics, Caverns and Pressure Shafts, ed Wittke, W Aachen 26-28 May 1982, pp 85-95.
44. Holmberg, R.
Mäki, K. Case Examples of Blasting Damage and its Influence on Slope Stability.-
3rd Int. Conf. on Stability in Surface Mining, ed Brawner, CO, Vancouver, British Columbia, Canada, June 1-3, 1981, Chapter 33, pp 773-793.
45. Mäki, K. The Shear Strength of Planes of Weakness in Biotite Schist with Simulated Blast Damages.-
SveDeFo rapport DS 1981:4.
46. Mäki, K.
Niklasson, B. Skador i kvarstående berg vid sprängnings-försök i sedimentär kalksten.-
SveDeFo rapport DS 1982:9.
47. Nord, G.
Persson, G. Bergskador vid sprängning i Sedimentärt berg.-
Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte. Stockholm 1980.
48. Mäki, K.
Holmberg, R. Sprängskador i omgivande berg vid krater-sprängning av stigort.-
SveDeFo rapport DS 1980:8.
49. Holmberg, R. Undersökning av sprängskador i Leveäniemi dagbrott.-
SveDeFo rapport DS 1981:6.

50. Holmberg, R. Skonsam sprängning och vibrationer vid storhålsbrytning under jord.-
LuH Teknisk rapport 1977:07 T, pp 98-117 (1977).
51. Svanholm, B.O.
Persson, P.A.
Larsson, B. Smooth Blasting for Reliable Underground Openings.-
Rockstore 77, Session 1, Sweden, Sep.
52. Holmberg, R.
Persson, P.A. The Swedish Approach to Contour Blasting.-
4th Conference on Explosives and Blasting Technique, New Orleans, LA, Feb.
53. Holmberg, R.
Persson, P.A. Design of Tunnel Perimeter Blasthole Patterns to Prevent Rock Damage.-
Proceedings, Tunnelling '79, M.J. Jones, ed., Institution of Mining and Metallurgy, London.
54. Naarttijärvi, T. et al Fältförsök med försiktig sprängning.-
TULEA, 1980:26, LuH.
55. Naarttijärvi, T. Fullskaleförsök i försiktig sprängning.-
TULEA 1979:38 T, LuH.
56. Holmberg, R.
Hustrulid, W. Swedish Cautious Blast Excavation at the CSM/ONWI Test Site in Colorado.-
SveDeFo rapport DS 1981:1.
57. Larsson, B. Val av spräng- och tändmedel för optimal skonsam sprängning.-
Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte, 1979.
58. Lucajic, B.L. Geotechnical Experience with Tunnel Portal Experience.-
14'th Canadian Rock Mechanics Symposium, Vancouver, 1982.
59. Persson, P.A. Sprängningens inverkan på kvarstående berg.-
SveDeFo rapport DS 1973:15.
60. Carlsson, A.
Olsson, T. Räkna med vatteninläckning vid tunnel-sprängning.-
Byggmästaren 4, pp 22-26, 1981.
61. Thomas, J.F. Gas explosions and fires in tunnels.
A chemical viewpoint.-
Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf. Vol. 1, pp 503-518, (1974).
62. Weast, R.C. Handbook of Chemistry and Physics.-
52 nd edition. The chemical rubber co., (1971-1972).

63. Solvik, Ø
Sammenlikning av hydraulisk motstand i vanlig sprengte of fullprofilborete tunnler.-
Bergtunnlar för vattentransitering, seminarium på KTH, 17-18 Mars. Institutionen för vattenbyggnad, Stockholm, (1982).
64. Bergman, S-E.
Tunneldrivning - borrhning och sprängning eller bara borrhning.-
Tryckluft nr 1, (1982).
65. Gehring, K.
Einsatzbereich von Vortriebsverfahren, Teil 1-3.-
Tunnel 3/81, pp 206-210, Tunnel 1/82, pp 52-53, Tunnel 2/82, pp 117-127.
66. Hamrin, H.
Computer analysis promotes tunnelling economy.-
Tunnels & Tunnelling, July, pp 11-13, (1983).
67.
Altengronauer Forst tunnel.- On-the-job report, Atlas Copco MCT AB, nr 15859, (1983).
68. Kanoh, Y.
Ohtsuka, M.
Improvements on blasting technique for headrace tunnels.-
Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conf. Vol. 1, pp 282-296, (1983).
69. Frobenius, P.
Chytrowski, B.
Roberts, D.
L.Wu, Ching.
Exploraty shafts and underground test facility for the waste isolation pilot plant.-
Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conf. Vol. 1, pp 365-386, (1983).
70. Isaac, I.D.
Bubb, C.
Engineering aspects of underground cavern excavation at Dinorwic.-
Tunnels & Tunnelling, April, pp 20-25, June, pp 15-21, (1981).
71. Moss, John E.
Shaftsinking at Dinorwic.-
Tunnels & Tunnelling, May, pp 54-57, (1981).
72. Martin, D.
Rocky Mountain railway will carry coal to the coast.-
Tunnels & Tunnelling, Sep., pp 19-24, (1983).
73. Pettersson, G.
Chicoasen kraftverk, Mexico.-
Bergsprängningskommittén, pp 147-159, (1982).
74. Svensson, H.
Strossning av tilloppstub i 43° lutning vid Paute-projektet, Ecuador med Alimaks nya strossningsjumbo.-
Bergsprängningskommittén, pp 167-177, (1981).

75. Pettersson, G. Redogörelse och erfarenheter från svåra tunnelarbeten under Mexico City.- Bergsprängningskommittén, pp 157-202, (1973).
76. Berndtsson, O. Tunneldrivning i kalkberg.- Särtryck ur Byggmästaren nr 3, (1966).
77. Löthman, A. Studie från Pabutsch tunnel i Österrike.- Info-blad, Atlas Copco MCT AB, 25 febr., (1982).
78. Ellström, N. Tunnels for portable water supply in Hong-Kong.- Särtryck ur Le Travaux, Paris, Jan., (1977).
79. Sagefors, I. Personlig kontakt.
80. Jansson, S. Alicura kraftverk, Argentina.- Personlig kontakt.
81. Holmberg, R. Reserapport från Sydamerika.- Delprojekt "Berguttag i svagt berg", BeFo 106. SveDeFo rapport DU 1982:3, (1982).
82. Nord, G.
Seriani, G. Majes project: Geological conditions and construction- Proc. 5th Int. Congr. of ISRM, Melbourne, section D, pp 293-300, (1983).
83. Provost, A.G.
Griswold, G.G. Shaft sinking considerations and problems.- Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf., vol. 2, pp 1095-1113, (1974).
84. Van Ormer, H.P. Practical tips on how to determine "Rock drillability".- SEE News, vol. 7, No. 2, June, (1982).
85. Persson, P.A.
Holmberg, R.
Lande, G.
Larsson, B. Underground Blasting in a City.- Subsurface Space, Rock Store 80, Proceedings of the International Symposium, Stockholm, Sweden, June 23-27, 1980, M. Bergman, ed., Pergamon Press, pp 199-206.
86. Martin, D. Race against time at the Victoria Tunnel.- Tunnels & Tunnelling, March 1982, pp 26-31.
87. Larsson, B. Användning av parallellhålskilar vid ort- och tunneldrivning.- Bergsprängningskommittén, pp 153-166, (1980).