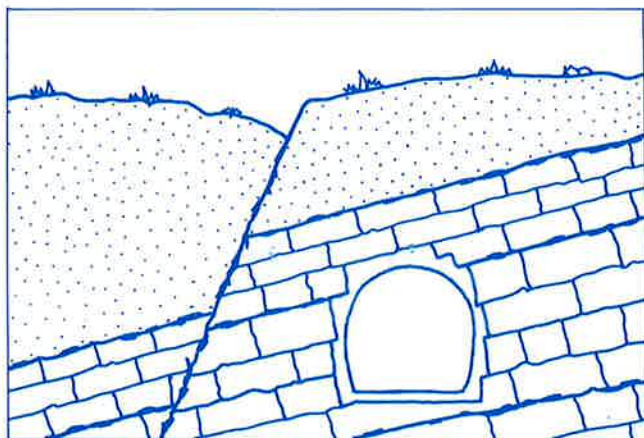


BeFo



Undermarksbyggande i svagt berg 1 Byggnadsgeologi

Hans Fagerström, VBB AB
Anders Carlsson, Vattenfall
Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation

Undermarksbyggande i svagt berg

1 Byggnadsgeologi

Underground Construction in Weak Rock
1 Engineering geology

Civilingenjör Hans Fagerström, VBB AB
Docent Anders Carlsson, Statens Vattenfallsverk
Tekn dr Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult AB

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

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

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

Föreliggande delrapport "BYGGNADSGEOLOGI" behandlar den geologiska bakgrunden för byggande i sedimentärt eller svagt berg samt byggnadsgeologiska förundersökningsmetoder och byggnadsteknisk klassning av berget. Rapporten har utarbetats av civilingenjör Hans Fagerström, VBB, tekn dr Carl-Olof Morfeldt, Hagconsult och docent Anders Carlsson, Vattenfall. Arbetet har redigerats av civilingenjör Ann Emmelin, VBB. Av de drygt hundra granskade litteraturreferenserna har Hoek & Brown "Underground Excavations in Rock", London 1980, samt Steiner & Einstein "Improved Design for Tunnel Supports", MIT, Cambridge 1980, varit av särskilt stort värde inom avsnittet om Byggnadsteknisk klassning. Där inte annat anges har fotona tagits av respektive författare.

INNEHÅLL

	Sid
1 <u>BYGGHANDLING - UPPHANDLING</u>	
Hans Fagerström	
1.1 PRAKTISKA FRÅGESTÄLLNINGAR	11
1.2 INTRESSENTTRIANGELN	11
1.3 BYGGHANDLING - UPPHANDLING	11
1.4 RISKDELNING	12
1.5 FÖRUNDERSÖKNING	15
2 <u>DEN GEOLOGISKA BAKGRUNDEN</u>	
Carl-Olof Morfeldt	
2.1 INLEDNING	15
2.1.1 Systematiserad geologi	15
2.1.2 Regional geologi	16
2.2 MINERAL	18
2.3 BERGARTER	20
2.3.1 Eruptivbergarter (magmabergarter)	20
2.3.2 Sedimentära (lagrade) bergarter	20
2.3.3 Metamorfa (omvandlade) bergarter	26
2.4 VÅRT FÖRÄNDERLIGA JORDKLOT	30
2.4.1 Kontinenternas drift	30
2.4.2 Bergmassan (berggrunden)	31
2.4.3 Berggrundens vattenföring	37
Tättningsbehov	37
2.4.5 Vittring	39
Vittringsprocesser	39
Bergarternas vittring	40
Kolsyrereaktionen, karst, slukhål	43
Till lera omvandlat berg	44
2.4.6 De lösa jordlagren, gränsen mellan jord och berg	45
2.5 JORDKLOTETS SEDIMENTÄRA BERGGRUND	46
2.5.1 Vittring - erosion - transport - deponering	
(sedimentation) - konsolidering	46
2.5.2 Bergmekaniska och hydrogeologiska egenskaper	48
2.5.3 Stratigrafi	49
2.6 AKTIV GEODESIGN	55
2.7 LITTERATUR	58

	Sid
3 FÖRUNDERSÖKNINGAR	
Anders Carlsson	
3.1 INGENJÖRSGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR	59
3.1.1 Anläggningens funktion	59
3.1.2 Geografiskt läge	59
3.1.3 Topografiska förhållanden	60
3.1.4 Layout	62
3.1.5 Prognosnivå	62
3.1.6 Byggnadstekniska krav	63
3.1.7 Geologiska förhållanden	63
3.1.8 Sammanfattning	66
3.2 MÅLSÄTTNING	67
3.3 PLANERING OCH GENOMFÖRANDE	68
3.4 UNDERSÖKNINGSMETODER	72
3.4.1 Kartor, fotogrammetri och flygbildstolkning	72
3.4.2 Geologiska och ingenjörsgelogiska undersökningar	75
Regionala undersökningar	76
Detaljerade undersökningar	77
Integrering av geologiska undersökningar med andra byggnadstekniska undersökningar	78
Hydrogeologiska undersökningar	79
3.4.3 Geofysiska undersökningar	81
Undersökningar för feasibility studies	83
Detaljerade undersökningar för design	83
Undersökningar under och efter byggskedet	83
Undersökningar i förhållande till anläggningstyp	84
Bergtekniska undersökningar av bergmassan	84
3.4.4 Borrning och borrhålsloggning	87
3.4.5 Schakter och tunnlar för undersökningsändamål	91
3.4.6 Bergmekaniska undersökningar och tester	94
3.4.7 Ingenjörsgelogisk uppföljning	98
3.5 METODER, METODVAL OCH TOLKNING	101
3.5.1 Geologiska undersökningar	101
3.5.2 Geofysiska metoder	101
3.5.3 Borrning och provtagning	102
3.5.4 Borrhålskikare och TV-granskning	102
3.5.5 Permeabilitetsundersökningar och injekteringstester i borrhål	102
3.5.6 In situ mätningar av deformationer och spänningar i borrhål	102
3.5.7 Bergslitsar, schakter och tunnlar	103
3.5.8 In situ tester i utsprängda schakt och tunnlar	103
3.5.9 Sprängbarhetstester	103
3.5.10 Allmänna synpunkter på metodval	103
3.5.11 Tolkning av undersökningsresultat	105
3.6 LITTERATUR	107

4	<u>BYGGNADSTEKNISK KLASSNING</u>	
	Hans Fagerström	
4.1	SVÄRIGHETER I OLIKA SLAGS BERG	109
4.1.1	Riskabla bergegenskaper	109
4.1.2	Kalksten och sandsten	111
4.1.3	Lerskiffer	111
4.1.4	Andra skiffrar	111
4.1.5	Kristallina djupbergarter	113
4.1.6	Vulkaniska ytbergarter	113
4.2	GEOTEKNISK BERGKLASSIFICERING	115
4.2.1	Metodernas begränsningar	115
4.2.2	Byggnadsgeologisk beskrivning	117
4.2.3	ISRM:s geotekniska bergbeskrivning, BGD	117
4.3	ATT FÖRUTSE FÖRSTÄRKNINGSBEHOV	124
4.3.1	Terzaghi - Rock Load Classification	124
4.3.2	Lauffer - Stand-up-time	126
4.3.3	Deere - RQD	128
4.3.4	Bieniawski - Geomechanics Classification for Rock Mass Rating, RMR	130
4.3.5	Barton, Lien, Lunde - Q-metoden	133
4.3.6	Wickham - Rock Structure Rating, RSR	137
4.3.7	Louis och Franklins metoder	140
4.3.8	Den nya österrikiska tunneldrivningsmetoden, NATM	142
4.3.9	Övriga metoder	146
4.4	ATT FÖRUTSE VATTENINLÄCKNING	147
4.4.1	Bergartens permeabilitet	147
4.4.2	Bergmassans permeabilitet	147
4.4.3	Grundvattenförekomst och vattentryck	150
4.4.4	Influensområde vid grundvattensänkning	152
4.4.5	Permeabilitetsvärden och vatteninläckning	152
4.5	ATT FÖRUTSE UTTAGSMETOD	155
4.5.1	Olika uttagsmetoder	155
4.5.2	Borrning före sprängning	156
4.5.3	Sprängning	159
4.5.4	Fullortsborrning och fräsning	161
4.5.5	Fullortsborrning under extremt svåra byggnadsgeologiska förhållanden	165
4.6	SAMMANFATTNING	168
4.6.1	Vanliga klassificeringsmetoder avseende bergförstärkning	168
4.6.2	Vatteninläckning	170
4.6.3	Uttagsmetoder	171
4.6.4	Vilken klassningsmetod bör man välja	172
4.7	LITTERATUR	174

1 BYGGHANDLING - UPPHANDLING

Hans Fagerström

Bergets beskaffenhet har vanligen större ekonomisk betydelse för bergbyggande utomlands än i Sverige därför att det utländska berget så ofta är av sämre kvalitet än det svenska. De geologiska formationerna är där oftast oregelbundnare och mer klimatpåverkade. För byggande utomlands - eller kanske snarare för byggande i dåligt berg - behöver man därför tillämpa en annorlunda och mer utförlig byggnadsgeologisk beskrivning än vi är vana vid här hemma. Även internationella finansieringsförhållanden ställer krav på ett mer stringent anbudsunderlag än som krävs på en hemmamarknad.

1.1 PRAKTISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

De praktiska frågor som möter bergbyggaren är vanligen av följande typ:

- o lämpligaste läge och sträckning av bergrum och tunnlar,
- o dimensionering och detaljutformning av undermarksutrymmena,
- o stabilitet hos bergväggar och bergskärningar,
- o erforderliga förstärkningsåtgärder,
- o bedömning av vatteninläckning i byggnadsskedet,
- o täthet hos den färdiga anläggningen för vatten, olja eller gas,
- o klimatisk beständighet,
- o lämpligaste metoder för bergguttag och tunneldrivning.

1.2 INTRESSENTTRIANGELN

De som på ena eller andra sättet har att ta ställning till dessa frågor representeras av intressenttriangeln:

- o beställare-konsult-entreprenör.

Beställaren frågar sig om projektet är tekniskt genomförbart, vad det kostar och vilken upphandlingsform som är lämpligast. Vid utarbetande av bygghandlingarna måste konsulten (projektören) ta ställning till om han anser sig ha underlag för att beskriva berg- och grundvattenförhållandena tillfredsställande och hur trovärdig den byggnadsgeologiska beskrivningen blir. Entreprenören å sin sida står inför frågan om handlingarna ger tillräckligt underlag för mass- och kostnadsberäkningar samt vilka reservationer som är berättigade.

1.3 BYGGHANDLING - UPPHANDLING

Det finns även inom bergbyggandet en strävan att genom allt mer detaljerade och förfinade kontraktshandlingar lägga större ekonomiskt ansvar på entreprenören. Beställaren anser sig tillhandahålla ett berg, vars kvalitet specificeras på bästa möjliga sätt i handlingarna. Han köper en funktionsduglig anläggning. Vad däremellan finns av byggnadsproblem kan anses vara entreprenörens ensak och skall vara intäckt i anbudssumman.



Figur 1.1 Ett förtroendefullt samarbete inom intressenttriangeln beställare-konsult-entreprenör ger de bästa förutsättningarna för god ekonomi i byggandet.

Att specificera bergbeskaffenhet så noggrant som möjligt har varit målsättningen vid utvecklingen av flertalet system för byggnadsteknisk bergklassificering. I allmänhet har därvid behovet av bergförstärkning varit vägledande, under det att drivningsförfarande och hantering av vatteninläckning varit svårare att systematiskt klassificera. Man har på så vis skapat ett stort antal mer eller mindre byggnadstekniska klassificeringsmetoder vilka beskrivs nedan under avsnitt 4.3.

1.4 RISKDELNING

De flesta metoderna för klassificering av berg med byggnadsgeologisk betoning av struktur, lagerföljd och grundvattenförhållanden har visat sig svårhanterliga som underlag för reglering i efterhand av drivnings- och förstärkningskostnader. En annan filosofi har då utvecklats med tyngdpunkten på flexibilitet i kontraktsförhållandet beställare/entreprenör samt delad risk. Andemeningen i riskdelningen är att beställaren svarar för de risker som vållas av omgivande miljö samt entreprenören för de tekniska riskerna i samband med arbetsutförandet. En expertgrupp representerande intressenttriangeln beställare-konsult-entreprenör inspekterar arbetsplatsen regelbundet och ger anvisningar om arbetsutförandet. Genom prisreglering för fastställda utförandeklasser kan anbudssumman justeras i efterhand.

1.5 FÖRUNDERÖKNING

Det är närmast självklart att det inte inom någon annan byggnadsverksamhet är så betydelsefullt med kännedom om geologi och bergmekanik som när det gäller tunnlar och bergrum. Oförutsedda krosszoner, förkastningar, vatteninflöden och svällbergförekomster får ofta allvarliga följder för säkerhet, tidsprogram och kostnader.

Det är därför angeläget att de geotekniska förundersökningarna utförs på ett vederhäftigt och professionellt sätt. I detta planeringsskede fattas i själva verket många av de tekniskt och ekonomiskt mest betydelsefulla besluten för ett projekt.

När undersökningsresultaten sedan redovisas, är det starkt önskvärt att också tillförlitligheten utvärderas. Detta kan leda till kompletterande fältundersökningar, innan det är dags för slutlig utvärdering av bergkvaliteten.

2 DEN GEOLOGISKA BAKGRUNDEN

Carl-Olof Morfeldt

2.1 INLEDNING

Ett berggrundsområdes byggnadsgeologiska egenskaper styrs inte bara av bergarternas hårdhet (STARKT BERG - BRA BERG), respektive mjukhet (SVAGT BERG - DÄLIGT BERG) utan av en mängd andra faktorer som bjuder på en nära gränslös variationsrikedom.

För en fördjupad förståelse av kausalsammanhanget mellan ett bergområdes kompetens som konstruktionsmaterial för t ex en tunnel och dess byggnadsgeologiska egenskaper krävs först och främst att man skiljer på begreppen BERGART och BERGMASSA.

En BERGMASSA byggs i allmänhet upp av en svit av olika bergarter eller en serie av olika bergartslager eller skikt. I hårda bergarter som t ex gnejser eller graniter förekommer i allmänhet dåligt berg som störningszoner i berggrunden, bestående av sprickigt, krossat, förskiffrat och vittrat berg. En gemensam term för dessa företeelser är bland gruvfolk skölar eller skölzoner.

I sedimentära bergmassor kan såväl dåliga bergzoner (även i anslutning till skiktfogar) som mäktiga lager av dåliga bergarter (såväl horisontella som vertikala) förekomma, t ex vissa sandstenssorter, kalkstenar och skiffrar. Eftersom det oftast är det sedimentära berget med sina hastigt växlande inlagringar av dåliga bergarter eller bergzoner och med komplicerad vattenföring som bereder berggrundsbyggare och tunnelbyggare de största bekymren, skall i beskrivningen nedan det sedimentära berget ägnas speciell uppmärksamhet. Påpekas skall också att inga bergmassor är så dåliga att de inte med dagens teknik går att forcera med t ex tunnlar, det är en tids- och kostnadsfråga.

2.1.1 Systematiserad geologi

Bergarternas och jordarternas genetiska bakgrund har ivrigt sysselsatt och sysselsätter alltjämt den geologiska vetenskapen. Man kan följa utvecklingen från början av 1800-talet och se hur behovet av ett mera ingenjörsmässigt grepp över de geologiska realiteterna gör sig alltmera gällande.

Inom geologin finns många omfattande kunskapsområden som var och en för sig idag utgör självständiga vetenskapsgrenar. För dem som bygger i jord och berg krävs kunskaper inom de geologiska specialområdena morfologi (terrängformer), mineralogi, petrografi (bergartslära), geodynamik (tektonik), berggrundens deformation, hydrologi (vatten i jord och berg) och geokemi (kemisk vittring, kemiska analyser av grundvatten och jord).

Det är få vetenskaper som har så gamla anor som gruvvetenskapen och det är därför ganska naturligt att man i många länder tidigt började analysera, systematisera och kartera sitt lands geologi. Sålunda finns i dag i nästan alla länder berggrunds- och jordartskartor, alla tyngda med geologiska benämningar som för ingenjören känns mer eller mindre främmande.

Att översätta geologins språk till ett gängbart tekniskt språk för jord- och bergbyggare är inte lätt, och det är heller inte lätt att få bort de ofta

provinsbetonade geologiska benämningar, som sedan mer än 100 år är förankrade i geologiska utlåtanden med kartor och profiler. Grunden för moderna geologiska utredningar utgörs även ofta av geologiska rekognosceringar, utförda av veterarer från den "gamla geologiska skolan". Den geologiska terminologin har också för lång tid framåt befest sin ställning genom de hundraåriga geologiska kartor som ovan nämnts.

Ju mer omfattande och avancerade underjordsprojekten blir desto mera gör sig behovet av samarbete mellan geologer och ingenjörer gällande. Önskvärt är därför att man skapar ett ingenjör-geologiskt språk (terminologi) när det gäller att i projektsammanhang hantera byggnadsmaterialen berg och jord.

I och med att den stora tunnelbyggarepoken började efter andra världskriget så etablerades efter hand undervisning i ingenjör-geologi på flera håll i världen och många tappra försök till systematisering av berg- och jordarter med hänsyn till deras tekniska egenskaper har förts fram. Exempel på detta kommer närmare att presenteras i denna skrift.

I detta sammanhang vill jag varna för den utveckling som har skett när det gäller jordartsklassificering, där man tappat "kontakten" med den geologiska bakgrunden. Det s k gemensamma språket blir i så fall ur geologisk synpunkt dött och det avhänder geologen alla möjligheter att göra geologiska tolkningar.

2.1.2 Regional geologi

Den regionala geologiska tolkningen är den bästa informationskällan när det gäller att på ett tidigt stadium bedöma ett undermarksprojekts möjligheter. Dessa "geologiska fältstudier" bör göras så omfattande att de kan användas för att programmera de detaljundersökningar som erfordras för att konfirmera den förväntningsmodell som den geologiska analysen av de geologiska kausalsammanhangen resulterar i.

När en geolog drar i fält för ett geologiskt rekognosceringsuppdrag medför han minsann inga tunga vapen, de inskränker sig till hans yrkessignum hammaren och kompassen. Med kompassen kan han mäta sprick- och skiktytors och strukturers lutning (inklinometer). Till den geologiska utrustningen hör även en droppflaska med utspädd saltsyra och den s k käppen, en enmeters stålstav, vilken han kan sticka ner i lösa jordlager och genom vridning på olika nivåer ta små jordprov i en slits i staven. Geologens uppgift är på detta stadium att på basis av studier och analyser av geologiska kartblad, topografiska kartor och flygbildstolkning hemma på kontoret samt vid rekognosceringen i fält skaffa sig en regionalgeologisk helhetsbild av landskapet. Den förväntningsmodell som han sålunda bygger upp genom sina fältstudier baserar sig på morfologiska (relief) och tektoniska terrängstudier, analyser av berg i dagen (strukturer, stupning och strykning), petrografisk granskning, liksom på de skärningar i jordartslagerföljderna som kan komma till synes genom enkel friläggning i sluttningar och dalgångar. På så vis kan geologen bygga upp en förväntningsmodell som i grova drag klarlägger berggrundens och jordarternas uppbyggnad och egenskaper. Provtagning för laboratorieundersökningar av berg, jord och grundvatten tillhör också geologens rutiner. Områdets hydrogeologiska förhållanden (vattendrag, sjöar, sankmarker etc) bör studeras och om möjligt även berggrundens och jordarternas vattenföring (grundvattenytans läge och grundvattnets rörelse). Uppgifter om vegetation, klimatvariationer etc insamlas och utförda ingrepp i jord och berg studeras. Befintliga tunnlar och bergrum kan därvid vara en mycket viktig informationskälla.

Från min egen verksamhet i olika länder vill jag här påpeka den ovärderliga nytta man har av att intervjua orsbefolkningen samt att ha medhjälpare som hittar i området. Ett samarbete med respektive lands geologiska institutioner etc underlättar tillgången på kartmaterial, geologisk litteratur och utredningar.

I en rapport, gärna laddad med foton och skisser, skall geologen försöka överföra sin förväntningsmodell till ingenjören som skall projektera anläggningen. Den geologiska regionala rekognosceringen skall vara så omfattande och redovisad så att den kan ligga till grund för en förstudie av projektet samt tjäna som underlag för planering, utförande och val av undersökningsmetoder för de geologiska detaljundersökningar som erfordras för projektets design och utförande. I detta sammanhang kan det vara väl motiverat att här nämna det tillvägagångssätt som man döpt till AKTIV GEODESIGN, vilken i princip innebär att geologen skall medverka vid jord- och bergprojektens utförande från början till färdig anläggning.

2.2 MINERAL

Mineral kallas i jordskorpan förekommande fasta, homogena, oorganiska kemiska föreningar, legeringar eller grundämnen. Praktiskt taget alla mineral är kristallinskt utbildade (undantag är t ex amorfa substanser). Det finns mer än 2000 olika mineral, men endast ett tiotal av dessa är bergartsbildande och av praktisk betydelse vid byggande i berg. Av dessa är samtliga silikater utom kalcit och dolomit, som är kalcium- respektive kalcium-magnesiumkarbonat. Stensalter (jämför nedan bergartsfamiljen Evaporiter) är natrium-, kalium- och kalciumklorider och kan trots sin ringa förekomst ha speciellt intresse för bergrumsbyggande. Gips (= anhydrit) är ett mineral som kräver speciell uppmärksamhet i byggsammanhang.

I tabell 2.1 visas den kemiska sammansättningen och enkla igenkänningstecken för de vanligaste bergartsbildande mineralen. Ur tabellen kan även utläsas mineralens hårdhet enligt Mohrs hårdhetsskala, som har diamant som nr 10 och talk som nr 1. Mineralens hårdhet ger en anvisning om bergarternas egenskaper i detta avseende.

De vanligaste bergartsbildande mineralen och deras enkla igenkänningstecken.

	Huvudsaklig kem. sammansättning	Vanligt förekommande färg	Hårdhet	Antal genomgångsriktningar (klyvbarhet)	Brottytans utseende	Övriga typiska igenkänningstecken
KVARTS	SiO ₂	färglös-vit-grå	7	saknas	fettglans	skrovligt stundom mussligt brott
FÄLTSPAT kalifältspat	K-Al-silikat	röd-vit-grå	6	2, nära 90°	glasglans	ibland ådrig struktur
plagioklas	Na-Ca-Al-silikat	vit	6	2, nära 90°	glasglans	hårfina parallella räta streck synliga med lupp. Vittrar grönaktigt el. gräddgult
GLIMMER biotit	Mg-Al-Fe-silikat	svart	2—3	1, (tunna elastiska blad)	metallglans	erhåller vid vittring guldfärg "kattguld"
muskovit	K-Al-silikat	genomskinlig silverfärg	2—3	1, (tunna elastiska blad)	metallglans	"kattsilver"
HORNBLENDE	Ca-Mg-Al-Fe-silikat	grön-svart	5—6	2, 124°	glasglans	grönaktigt vitt streck
PYROXEN	Ca-Mg-Al-Fe-silikat	grön-svart	6	2, nära 90°	glasglans	
KALKSPAT	Ca-karbonat	färglös-vit	3	3, (romboeder) snedvinkliga	vanligen glänsande	fräser för utspädd saltsyra

Avsaknad av väl utbildade mineralindivider, förekomst av blandfärger samt missfärgningar p. g. a. vittring försvårar ofta mineralbestämningen i en bergart. Lupp, kniv och stålspets är nödvändiga hjälpmedel vid enkla mineralbestämningar.

Tabell 2.1 De vanligaste bergartsbildande mineralen. Källa: Morfeldt; Stenhandboken, 1968.

Jordskorpan mineralogiska sammansättning framgår av tabell 2.2.

Mineralgrupp	Volym %	
Fältspater: Kalifältspat och Plagioklas	58	} de 7 stora
Pyroxener och Amfiboler (Hornblände)	13	
Kvarts	11	
Glimmer: Muskovit och Biotit och lermineral	10	
Olivin	3	
Övriga bl a Kalkspat och Dolomit	5	

Tabell 2.2 Den kontinentala jordskorpan mineralogiska sammansättning. Modifierad efter Ernst, 1969.

2.3 BERGARTER

Jorden uppvisar ett stort antal olika bergarter. Liksom när det gäller mineralen, är det även här ett fåtal, som intar en dominerande plats. Bergarterna indelas, efter det sätt på vilket de bildats, i tre huvudgrupper, ERUPTIVA, SEDIMENTÄRA och METAMORFA.

En strikt geologisk indelning av bergarterna baserar sig på bildningssättet - den genetiska bakgrunden och det genetiska sambandet. Med bergart avser man ett sammanhållande kornaggregat som utgör en del av jordskorpan och som består av ett eller flera slags mineral. Det är inte bara den mineralogiska sammansättningen som skiljer bergarterna från varandra utan även för ögat synbara strukturer, t ex lagring, bandning, skiffrighet liksom texturer som avser den geometriska utformningen av bergartskomponenterna, t ex kornstorlek, kornform och kornorientering.

2.3.1 Eruptivbergarter (magmabergarter)

Bergarter som bildats i jordens inre och trängt in och upp genom jordskorpan som smältor kallas eruptiv- eller magmabergarter. Som DJUPBERGARTER utgörs de av t ex graniter, syeniter, dioriter eller gabbro. Uppressade till ytliga delar av jordskorpan och därmed hastigt stelnade bildar de YTBERGARTER, t ex porfyrer och basalt (vulkaniter). Exempel på magmabergarter, utpressade i gångar och lager, är diabaser och hyperiter, jfr tabell 2.3. Exempel på vulkaniska produkter är lava, agglomerat, vulkanisk-tuff och breccia, som har pyroklastisk struktur.

2.3.2 Sedimentära (lagrade) bergarter

Den andra stora bergartsgruppen är SEDIMENTBERGARTERNA, vilka även kallas lagrade bergarter. De är uppbyggda av mineral och bergartspartiklar som kittats samman med bindemedel av olika slag, vanligen kvarts eller kalkspat (klastisk struktur). Ursprungsmaterialet är sålunda vittringsprodukter (kemisk, mekanisk eller biologisk vittring) av eruptivbergarterna liksom av metamorfa bergarter.

Vittringsprodukterna har transporterats och sorterats av vatten, vind eller is och avlagrats i speciella lagerföljder, dikterade av bildningsbetingelserna. Istransporterat material är dock osorterat. Så kan också i vatten lösta salter falla ut ur mättade lösningar och bilda evaporiter, som förekommer i saltlager eller deformerade till domer. I anslutning till mikroorganismers verksamhet har kalcit och dolomit utfällts i djuphav i ställvis tusentals meter mäktiga lager. Till sedimentbergarterna räknas även luftburna vulkaniska produkter, t ex vulkaniska asklager. De vanligaste sedimentära bergarterna redovisas översiktligt i tabell 2.4.

Berggrunden är ständigt utsatt för nedbrytande krafter, d v s mekanisk och kemisk vittring samt erosion. Även det hårdaste granitberg kan under vissa betingelser fullständigt brytas ned till sand och lera.

Den mekaniska vittringen, d v s frost, insolation, salt- och rotsprängning, stress-lease, är några exempel på nedbrytande krafter.

Insolationen medför en uppspräckning av ytberget p g a hastiga temperaturförändringar. I ökenområden kan efter solnedgången temperaturskillnader av ända

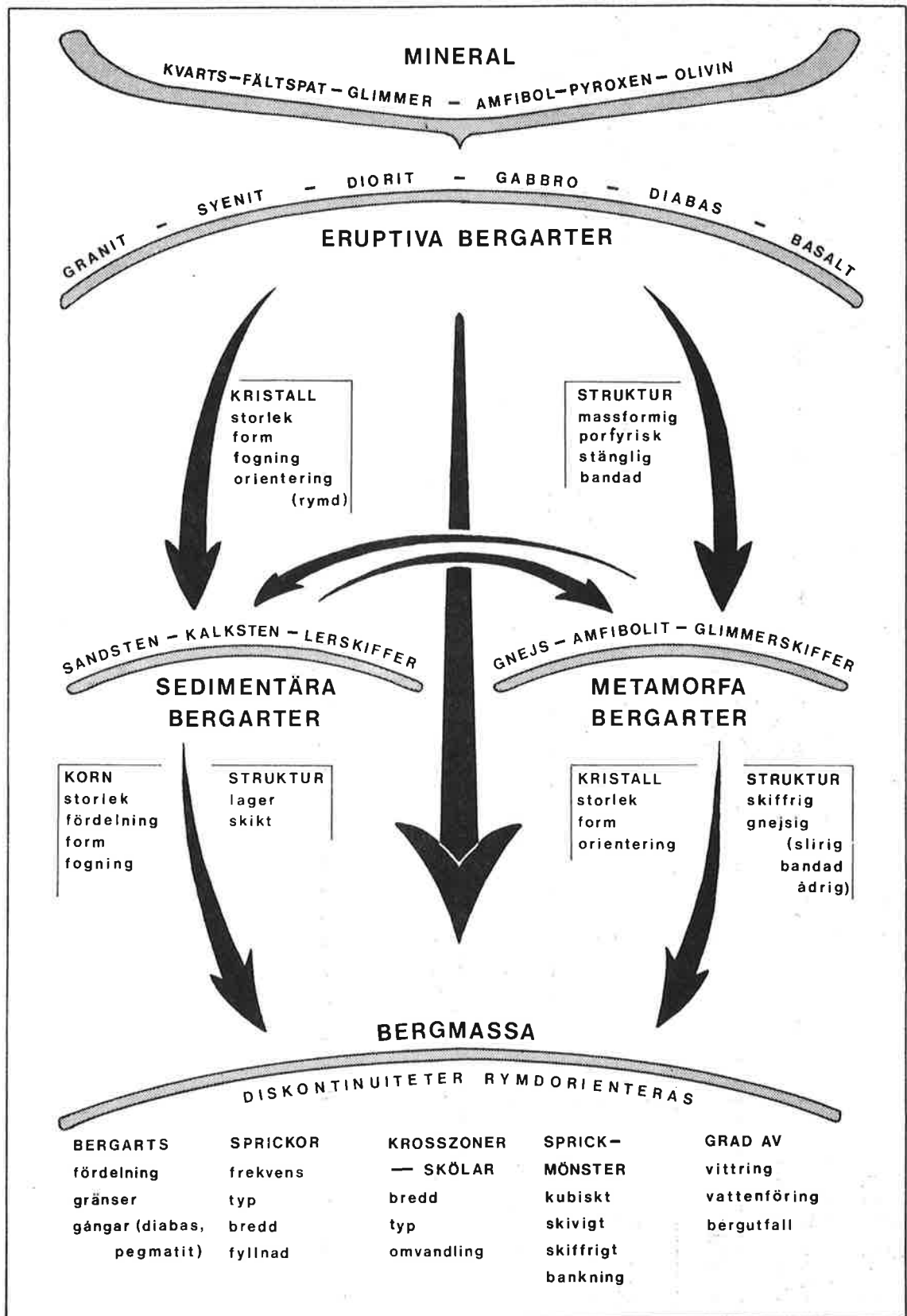
SiO ₂ %	DJUPBERG- ARTER*) MAGMATITER	Fri kvarts	Kalifält- spat	Plagioklas	Glimmer	Horn- blände	Pyroxen och Olivin	MOT DJUPBERG- ARTERNA SVARANDE YT- OCH GÅNGBERG- ARTER**)	
> 65	GRANIT GRANITOIDER	rikligt	rikligt	sparsamt eller måttligt	sparsamt, någon eller några			RYOLIT DACIT	KVARTS- PORFYR
> 52- < 65	SYENIT	--	rikligt	sparsamt	sparsamt	måttligt	--	TRAKYT	SYENIT- PORFYR
	DIORIT	--	--	rikligt	--	rikligt	--	ANDESIT	PORFYRIT
< 52	GABBRO	--	--	rikligt	sparsamt	sparsamt	rikligt	BASALT	DIABAS HYPERIT

Med rikligt avses mer än 30%, med måttligt 10-30% och med sparsamt mindre än 10%.

*) Långsamt stelnade, grovkristallinisk struktur.

**) Hastigt avkylda, finkornig till glasig struktur.

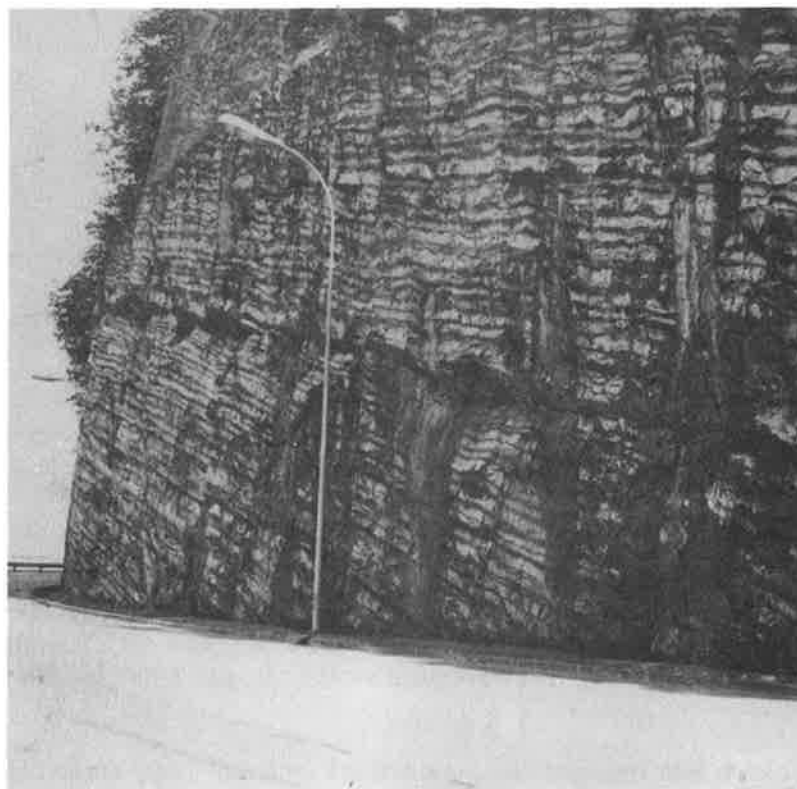
Tabell 2.3 De vanligaste eruptivbergarternas huvudsakliga mineralsammansättning.



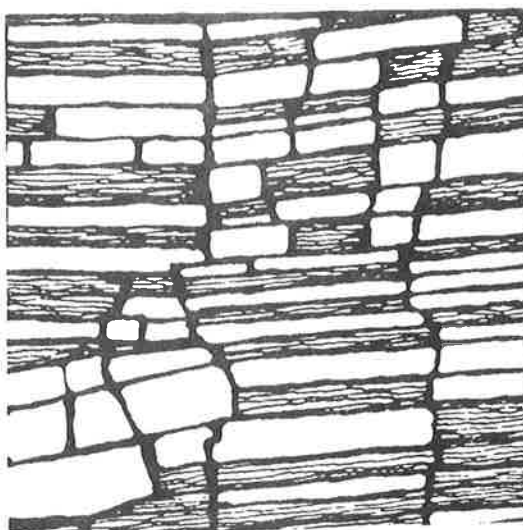
Figur 2.1 Från mineralkorn till bergmassa - en guide över bergets sammansättning och egenskaper. Källa: Morfeldt, 1976.

Sandsten	= hopläkt (cementerad) sand
Konglomerat	= hopläkt (cementerad) osorterat, rundat (bollar) material (mineral och bergarter)
Lerskiffer	= hopläkt (cementerad) och mer eller mindre förskiffrad lera
Alunskiffer	= hopläkt (cementerad) och mer eller mindre förskiffrad lera med organisk substans, mörk
Sedimentkalksten (Karbonatstenar) + kalktuff	= förhårdnat kalkslam (ur lösning utfälld kalcit) vanligen med fragment av kalkskal o dyl (fossil)
Evaporiter, Na-, K-, Mg-klorider	= stensalter som utkristalliserats genom stark avdunstning (t ex Döda Havet)
Kalciumsulfat, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (Gips) och Anhydrit, CaSO_4	= kemiskt utfällda sedimentbergarter
Tephra aska, pimpsten, lapilli (= liten sten 2-20 mm)	= vulkaniska utbrottsprodukter som kastats från vulkaner, räknas också som sedimentbergarter

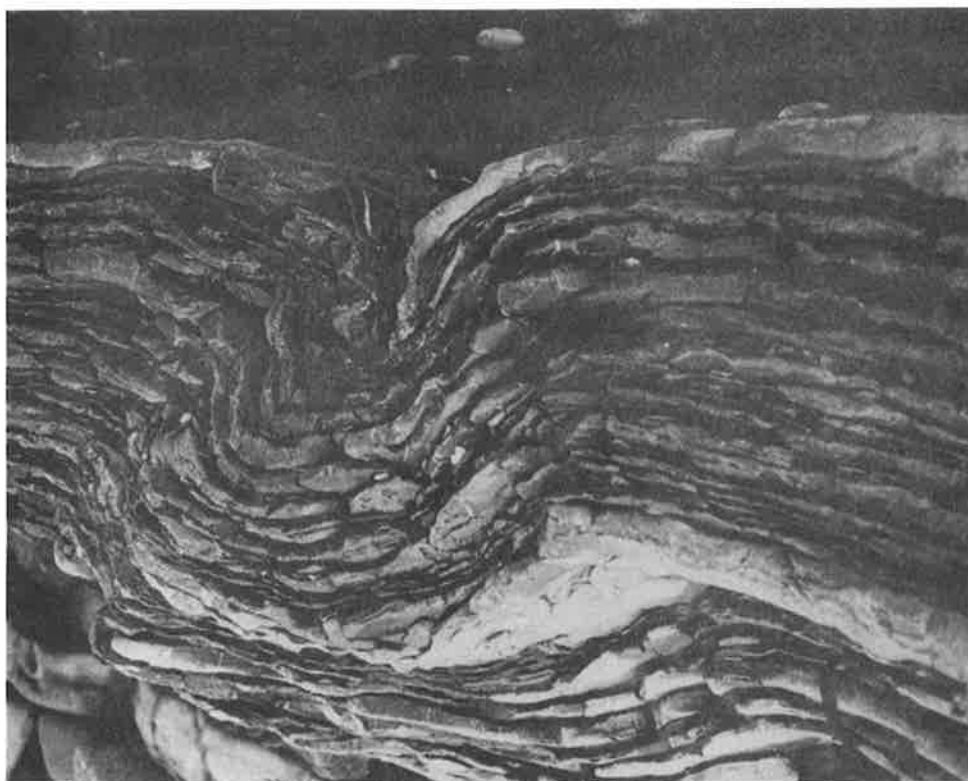
Tabell 2.4 Några vanliga sedimentära bergarter och deras ursprung.



Figur 2.2 Sedimentär bergartslagerföljd av relativt tunna kalkstens- och skifferlager.



Figur 2.3 Schematisk bild av brottzoner i en sedimentär berggrund. Förskjutning har skett. Lagren passar inte längre ihop.



Figur 2.4 Veckade, eftergivliga sedimentära bergarter.

upp till 50°C inträffa på bergytan. Temperaturspänningarna orsakar uppsprickning under starka ljudeffekter. Stresslease innebär att ytberget kan spricka upp när det "återfjädrar" i och med att ett överlagringstryck av tex is eller jordmassor borttagits.

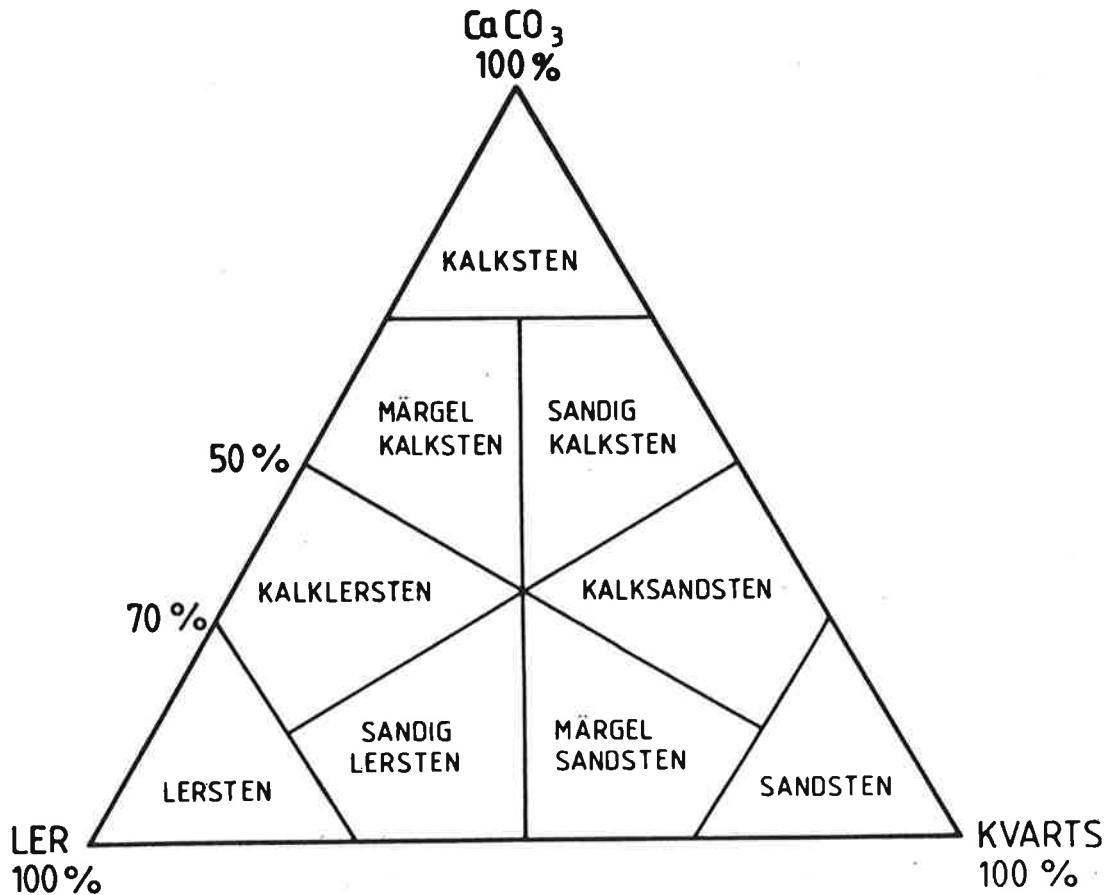
Vattnet som geologisk faktor har många olika uppgifter: erosion (hav, älvar och floder, transport med åtföljande lagbunden sedimentation), vittringsprocesserna: mekanisk vittring (frostsprängning), kemisk vittring (urlakning), sedimentens konsolidering genom utfällning av bindemedel, kvarts, kalkspat etc i grundvattnet.

De sedimentära bergarternas växlande ursprungsmaterial, sammansättning, bildningssätt och öden (den geologiska bakgrunden) förklarar den sedimentära berggrundens snabbt växlande egenskaper i stort som i smått, se tabell 2.5 och figur 2.5.

De allra flesta eruptiva och metamorfa bergarterna innebär i sig, trots variationer i sammansättning och strukturer, goda förutsättningar för byggande av bergrum och tunnlar. De sedimentära bergarterna är däremot mera problematiska i detta avseende på grund av att deras bergmekaniska egenskaper kan vara mycket varierande även när det gäller en och samma bergart. Förklaringen ligger i att den inre byggnaden (småstrukturen) varierar med de lokala bildningsbetingelserna liksom den stratigrafiska lagerföljden (storstrukturen). De sedimentära bergarternas genetiska bakgrund skall därför, som tidigare nämnts, här ägnas speciell uppmärksamhet, se avsnitt 2.5.

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

Tabell 2.5 De sedimentära bergarternas ursprung och benämning. I huvudsak efter Einar Broch, Trondheim 1974.



Figur 2.5 De sedimentära bergarterna kan ha mycket växlande sammansättning och egenskaper.

2.3.3 Metamorfa (omvandlade) bergarter

Såväl de eruptiva som de sedimentära bergarterna har under olika geologiska eror blivit utsatta för upprepade rörelser och lägesförändringar (nedsänkning), vilket medfört tryck- och temperaturstegring (även friktionsvärme), som orsakat sprickbildning, uppkrossning, mineralomvandling och uppsmältning. Detta har medfört att det ursprungliga bergartsmaterialet omvandlats i olika grad och ibland till oigenkännlighet, bl a beroende på partiell uppsmältning och mineralnybildning. Många bergarter bär tydliga strukturdrag i form av förskiffring, mineralorientering (pressning) och mineralnybildning. Med ett gemensamt namn kallas dessa bergarter, oavsett sitt ursprung, för METAMORFA.

Gnejsen är en metamorf bergart som intar en dominerande plats i jordskorpan. Amfiboliter, glimmerskiffrar och kvartsiter är andra metamorfa bergarter, uppbyggda av silikatmineral eller som den sistnämnda, ren kvarts. En metamorf (ibland sedimentär) bergart är "marmor", som är kristallin kalksten.

Inom olika grupper av mineral såväl som olika grupper av bergarter finns alltid komplicerade övergångsformer som ger anledning till hundratals komplicerade mineralogiska respektive petrografiska benämningar. Detta gäller särskilt den metamorfa bergartsgruppen. Sett ur ingenjör-geologisk synpunkt är dessa dock av mer akademiskt intresse och kommer heller inte att betunga denna koncentrerade presentation. De vanligaste metamorfiterna och deras ursprung redovisas i tabell 2.6.

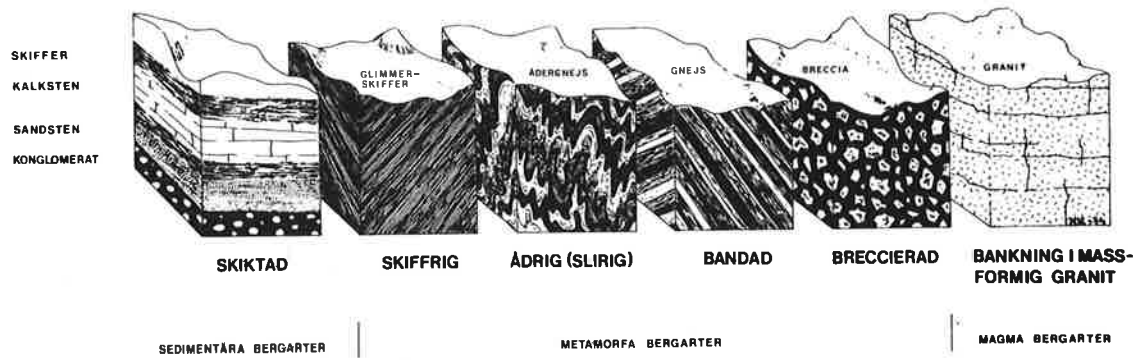
Granit	bildar	Granitgnejs
Gabbro, Diorit		
Porfyr	"	Grönsten/Metabasit, Amfibolit (svart, vanligen pressad)
Diabas, Basalt		
Kvartssandsten	"	Kvartsit, (fettglänsande, kornig)
Sandsten, Lerskiffer		
Mylonit m fl	"	Gnejs, ådergnejs
Lerskiffer m m	"	Glimmerskiffer, Fyllit
Sedimentär kalksten	"	Kristallin kalksten och Dolomit (marmor) = Karbonatstenar
Porfyr, Porfyr, Mylonit		
Vulkaniskt tuff	"	Leptit och Leptitgnejs
Breccia, Mylonit	"	Krossat bergartsmaterial, hopläkt (cementerat)

Tabell 2.6 Några eruptiva och sedimentära bergarter och deras metamorfa motsvarigheter, metamorfit.

Såväl osynliga som synliga strukturer i berggrunden påverkar de bergtekniska egenskaperna, jfr figur 2.6 och figur 2.7.



Figur 2.6 De horisontella svaghetsplanen, som ofta är utbildade som sprickor, s k bottnar, har stor betydelse när det gäller att genom kilning få loss längsträckta parallelepipediska stycken från berget.

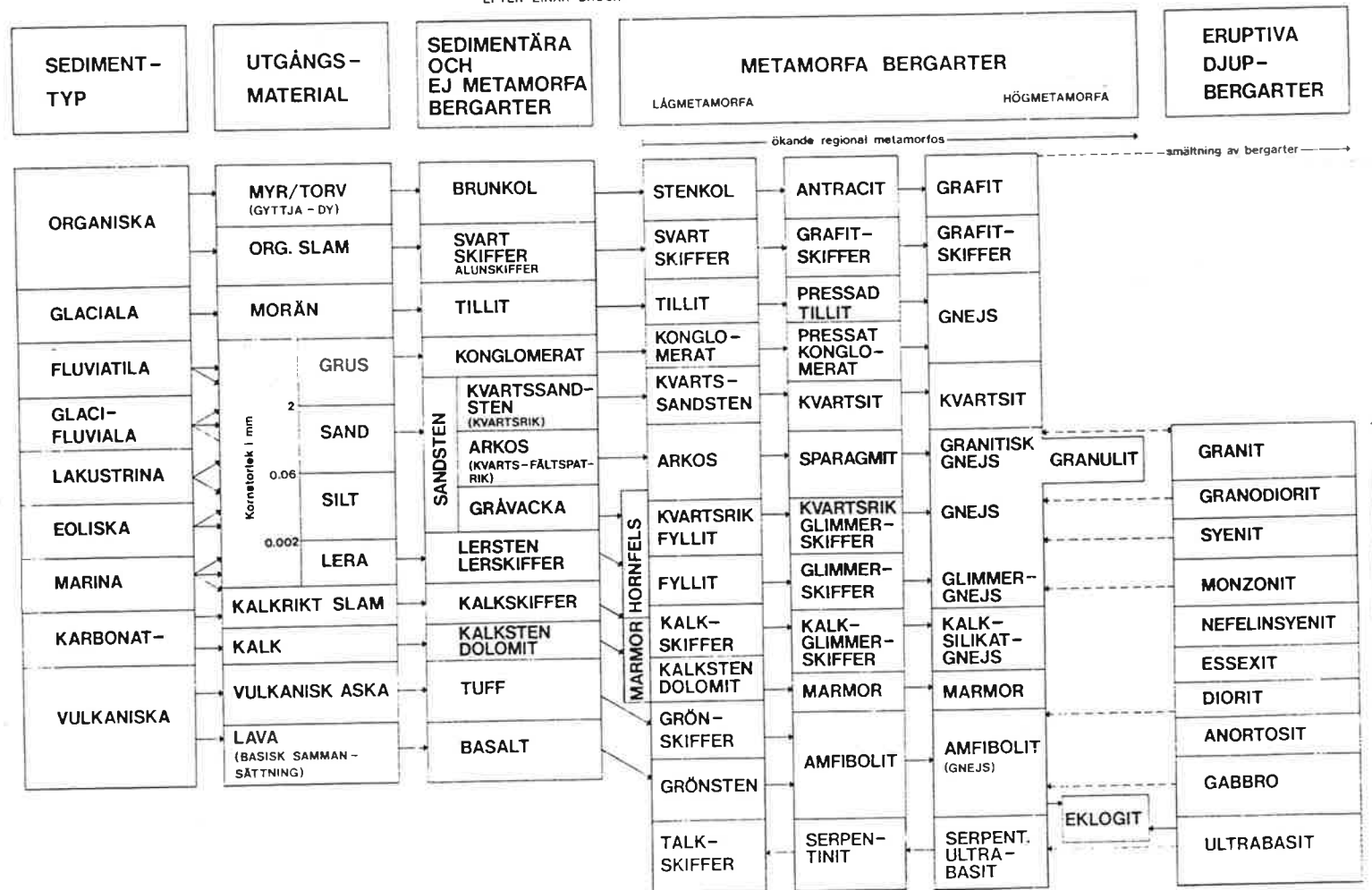


Figur 2.7 Struktur i berggrunden.

I tabell 2.7 redovisas det geologiska sambandet mellan och indelningen av de tre bergartsgrupperna enligt Einar Broch.

BERGARTERNAS SLÄKTSKAP

EFTER EINAR BROCH

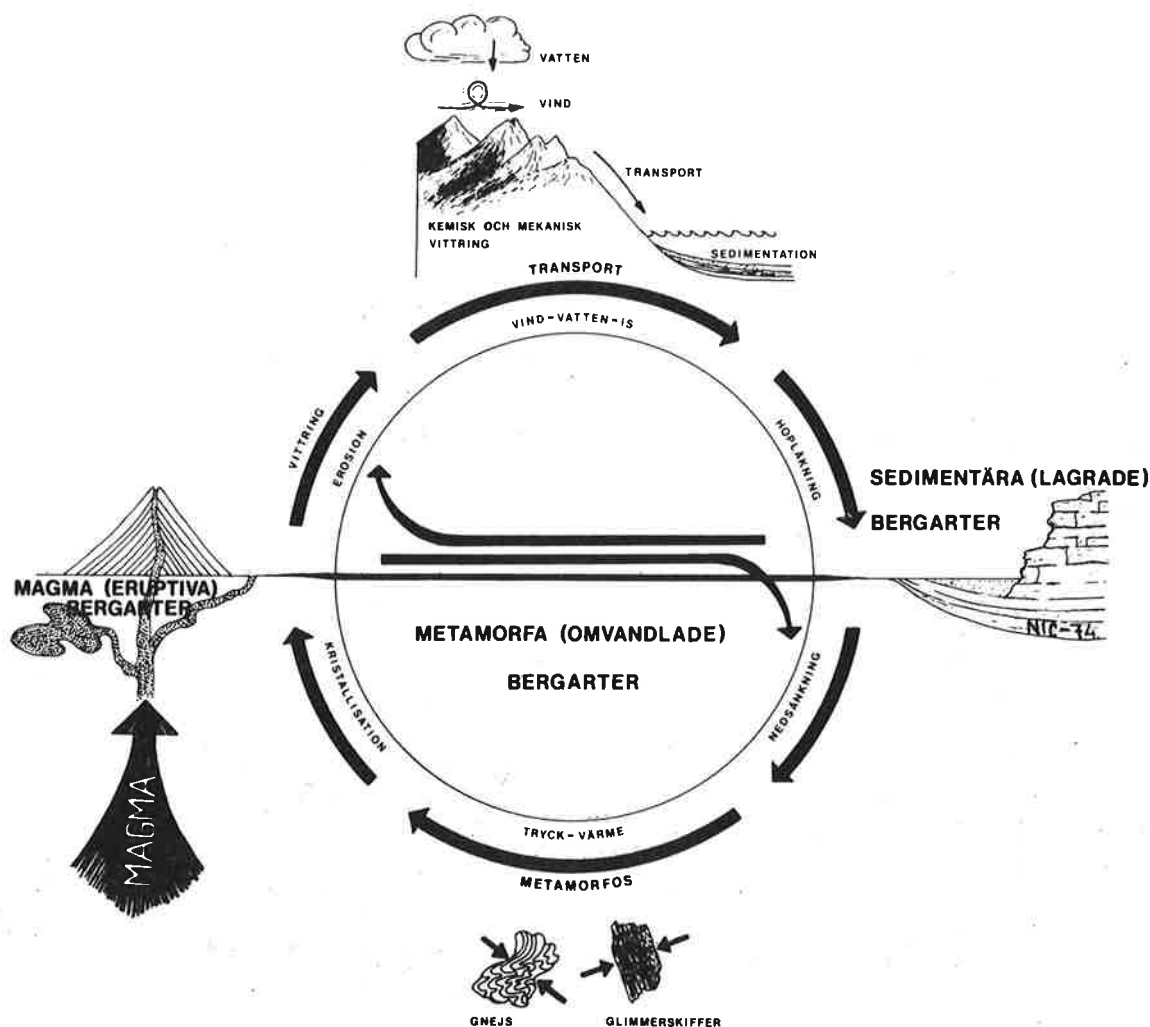


Tabell 2.7 Bergarternas släktskap. Efter Einar Broch.

2.4 VÅRT FÖRÄNDERLIGA JORDKLOT

2.4.1 Kontinenternas drift

Alltsedan Alfred Wegener på 1920-talet framlade sin teori om kontinentaldriften, vilken innebar att kontinenterna en gång hängt samman, men att de för ca 200 miljoner år sedan började dela upp sig i de bitar som ger oss vår nuvarande globala kartbild, har teorierna styrkts genom ett flertal nya upptäckter. Under 60- och 70-talet har man ansett sig få belägg för den s k plattetektoniska teorin, bl a med hjälp av s k paleomagnetism-studier. Kortfattat innebär teorin att ett antal stora "plattor" med såväl land som hav flyter omkring som flottar på magma. Under årmiljonernas lopp har dessa kolliderat, ändrat riktning, kommit under eller över varandra med förändring av jordytans morfologiska drag och med sprickbildningar, vulkanism och jordbävningar som följd. Beräkningar visar att Nordamerika och Europa rör sig åt var sitt håll från den s k Mittatlantiska ryggen med en hastighet av knappt 2 cm per år. Så länge jordklotet består kommer dess relief att ändras och bergskedjor brytas ned och nyskapas liksom bergarterna i ett "evigt" kretslopp, jfr bergartscykeln i figur 2.8.



Figur 2.8 Bergartscykeln. Födelse - undergång - förnyelse.

2.4.2 Bergmassan (berggrunden)

Med föregående avsnitt som bakgrund är det lätt att inse att jordskorpan under årmiljonernas lopp varit utsatt för påkänningar av olika slag, vilka skadat och omvandlat bergmassan. Genom "injektering" av magma (bergartsgångar) samt utfällning och kristallisation av mineral i sprickor och hålrum har en viss självläkning dock ägt rum. Oreparerade skador kvarstår dock alltjämt och nedsätter bergmassans tekniska egenskaper. Bergmassans tekniska egenskaper kan sägas huvudsakligen styras av fogegenskaper, d v s förband mellan "klyftkroppar". Det är svårt att finna felfria bergmassor av såväl eruptivt som sedimentärt eller metamorft ursprung. Allmänt kan dock sägas att de hårda, spröda bergarterna har större sprickfrekvens och mera utpräglat sprickmönster än de mera eftergivliga, sedimentära och metamorfa bergarterna, se figur 2.9 - 2.15. Dessa två senare grupper har emellertid för bergarten andra olägenheter, nämligen sin egen inre struktur (skiktning, skiktfogar respektive förskiffring med glimmerklädda glatta förskiffringsplan).

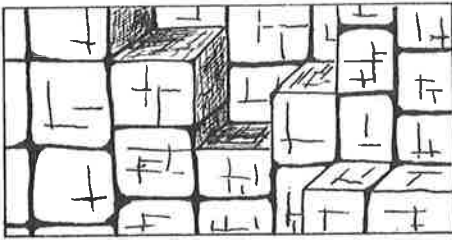
Sprickor (enskilda eller i skaror: sprickzoner, sprickkoncentrationer) samt krosszoner (sockerbitsberg) förekommer alltid i större eller mindre grad beroende på omfattningen av tektoniska störningar. I samband med vittring längs nämnda diskontinuiteter kan bergarterna vara mer eller mindre omvandlade (skölar). Partiellt kan i en bergmassa förekomma speciella sprick- eller förklyftningsmönster: blockighet (ortogonal = rätvinklig), skivighet, bankning. Strukturer av genomgående karaktär, framför allt hos de metamorfa bergarterna, är planförskiffring, stängdhet och förgnejsning. Egenskaperna hos befintliga diskontinuitetsytor (bergartskontakter, sprickplan, förskiffringsplan, klov, skiktytor) som tex glatthet, har stor betydelse för bergstabiliteten. Bergartsgångars och mineralgångars förband i fogarna med sidoberget är likaledes viktigt i detta sammanhang, se figur 2.16 och 2.17.

Knäppberg (smällberg), grusvittrat och leromvandlat berg är geologiska realiteter som komplicerar byggandet i berg.

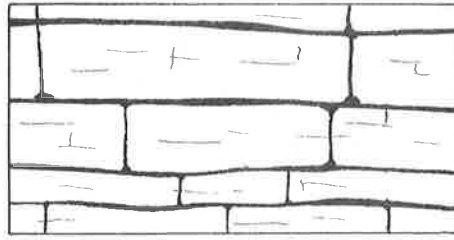
I sedimentära bergarter måste skiktfogar och skiktens, d v s lagrens ofta vitt skilda egenskaper ägnas extra stor uppmärksamhet vid projektering av bergarbeten beroende på att de ofta utgör svaghetsplan i bergmassan, liksom sprickor och krosszoner. Detsamma gäller förskiffring och stänglighet i metamorfa bergmassor. Uppsprickning och uppkrossning drabbar emellertid vid tektoniska påkänningar samtliga bergmassor.

En spricka eller ett sprickutträde i en berghäll i dagen ter sig obetydlig och ointressant. Man upplever den för det mesta endast som ett streck i berghällen. Tittar man litet närmare skall man dock finna att sprickutträdena representerar sprickytor, ofta plana med stor utsträckning både i sidled och på djupet, se figur 2.18. Dessa sprickor har en tektonisk bakgrund och sprickplanen - ytorna är ofta plana och klädda med "harnesk", företrädesvis av glimmermineral eller lermine-
ral. De känns därvid glatta eller hala. Motsatsen är sträva, böljande sprickplan.

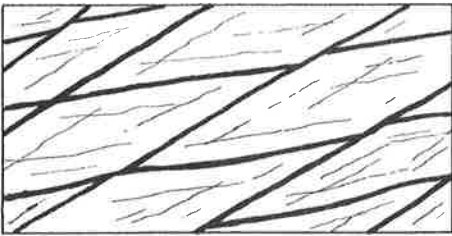
Berget är i ytzonen mer sprickigt än på djupet beroende på temperaturväxlingar, sönderfrysning etc, se figur 2.19 och 2.20. Latenta klov har genom temperatur- och tryckförändringar öppnats till synliga sprickor. Beroende på orsakerna till sprickbildningen talar man om dragsprickor, skjvsprickor, krympsprickor etc.



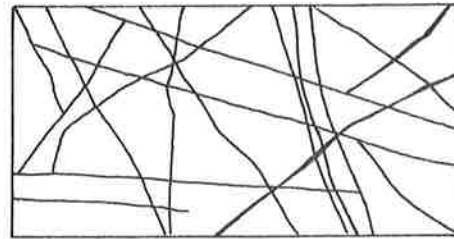
Figur 2.9 Ortogonalt sprickmönster (kubisk blockighet).



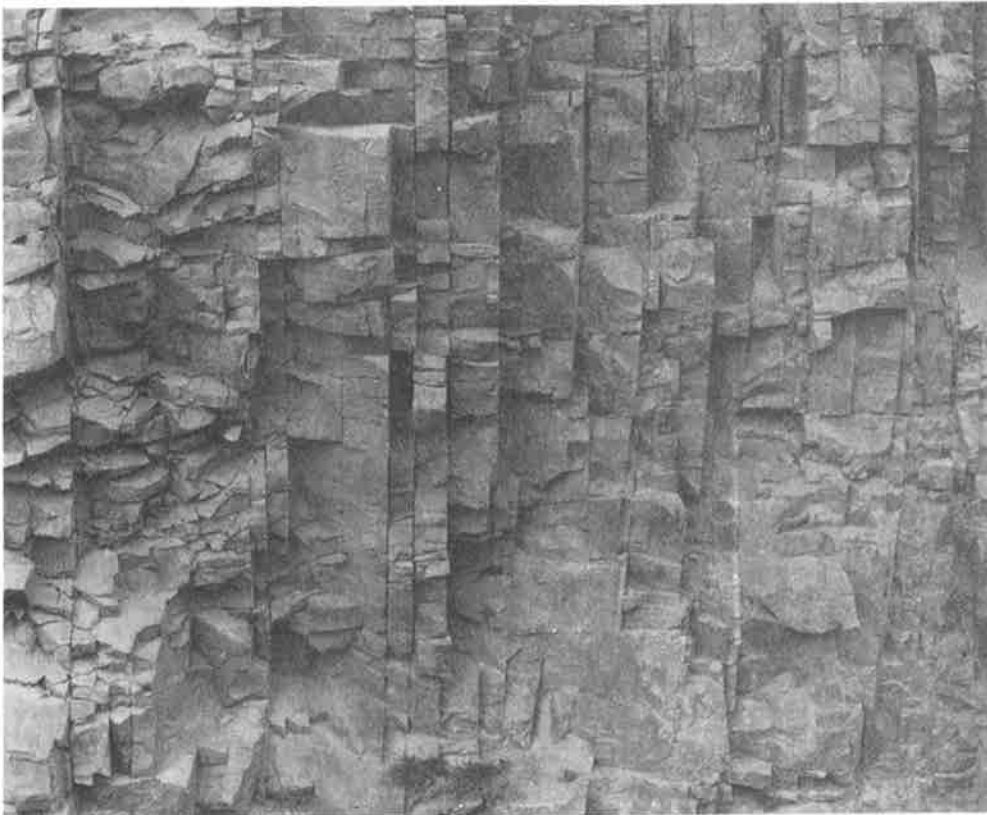
Figur 2.10 Ortogonalt sprickmönster (skivig sprickighet), t ex bankad granit.



Figur 2.11 Romboidiskt sprickmönster.



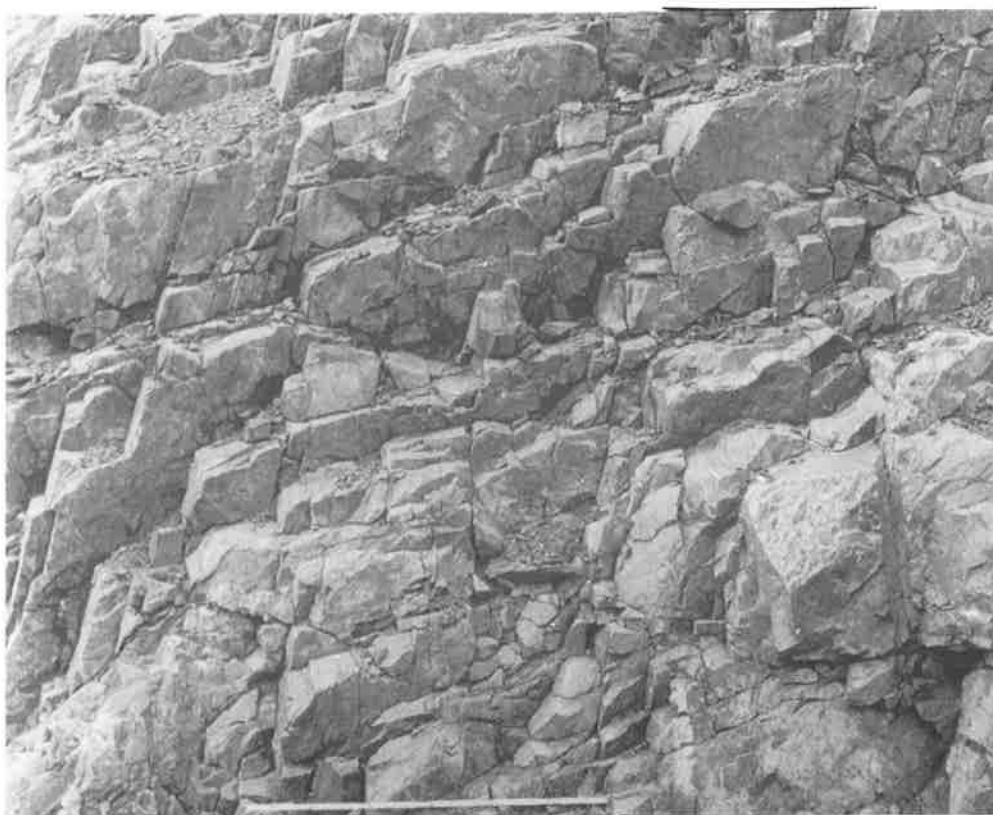
Figur 2.12 Kaotiskt sprickmönster (vildslag). Ingen ordning alls.



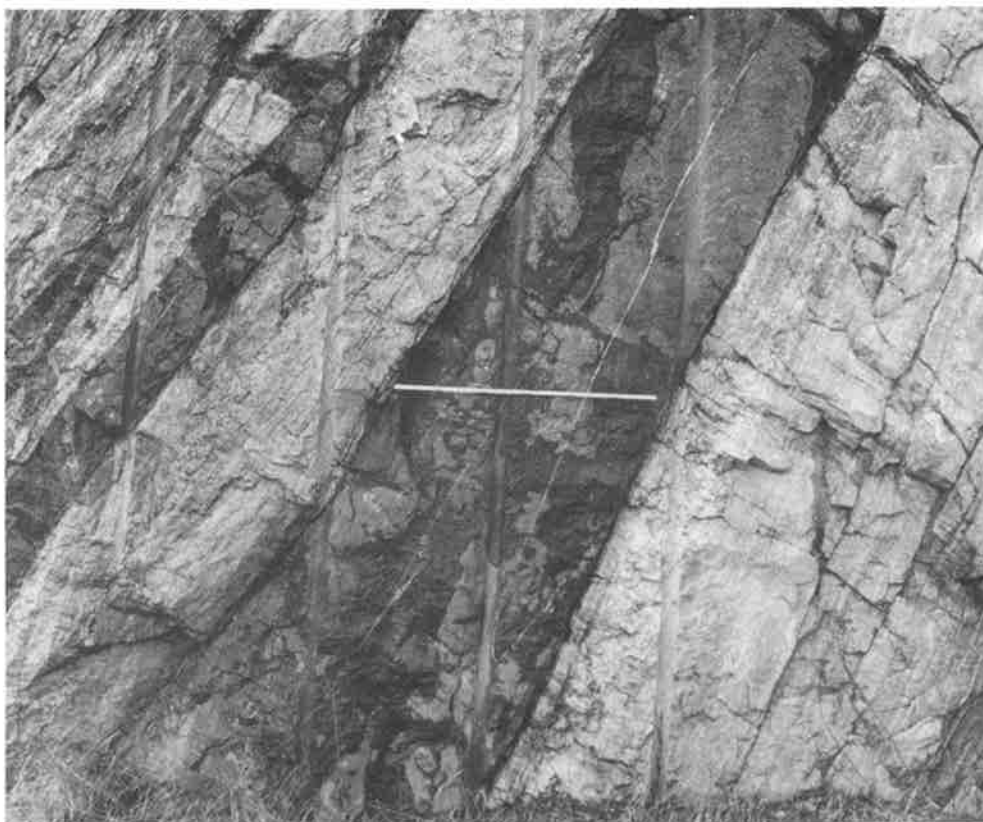
Figur 2.13 Skaror av sprickor: hög sprickfrekvens.



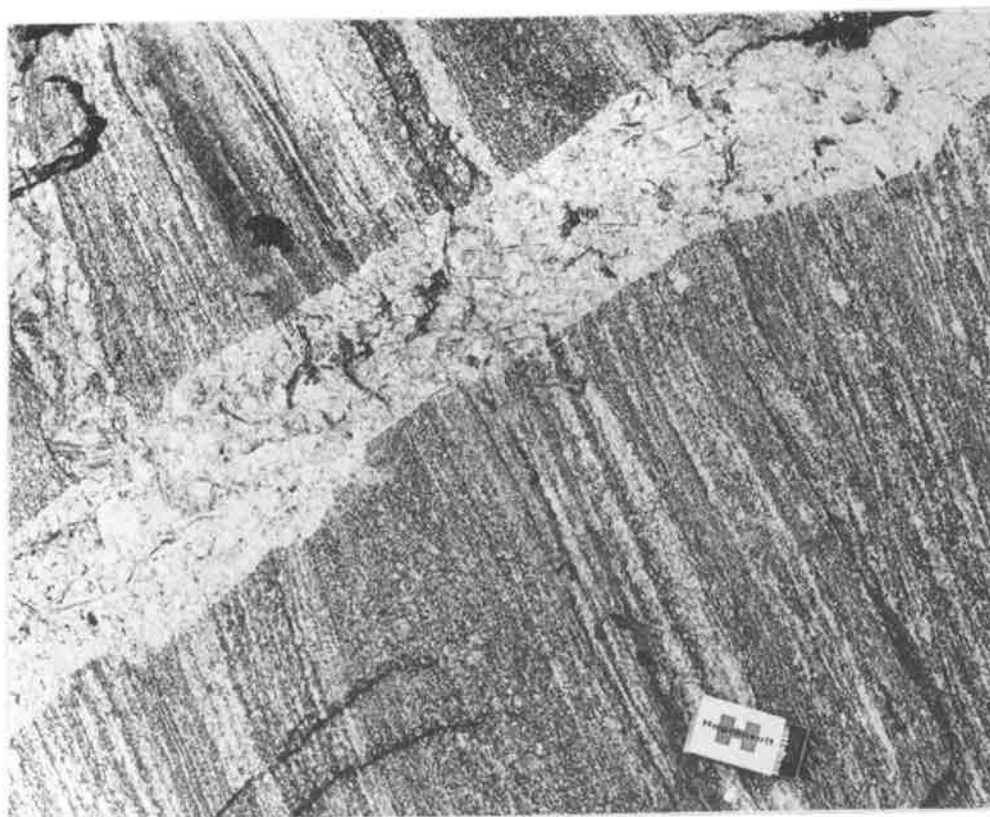
Figur 2.14 Skivigt sprickmönster.



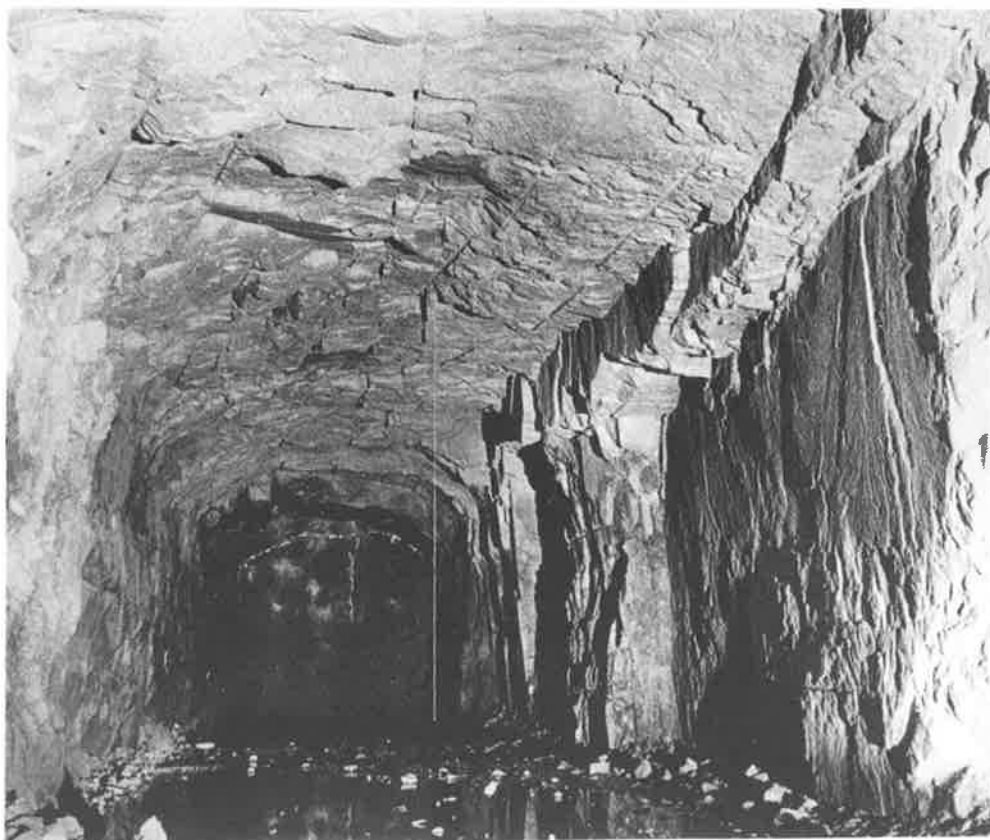
Figur 2.15 Småblockigt sprickmönster. (Tumstock = 1 m).



Figur 2.16 Mörk bergartsgång av gnejs. Dåligt förband med sidobergarten.



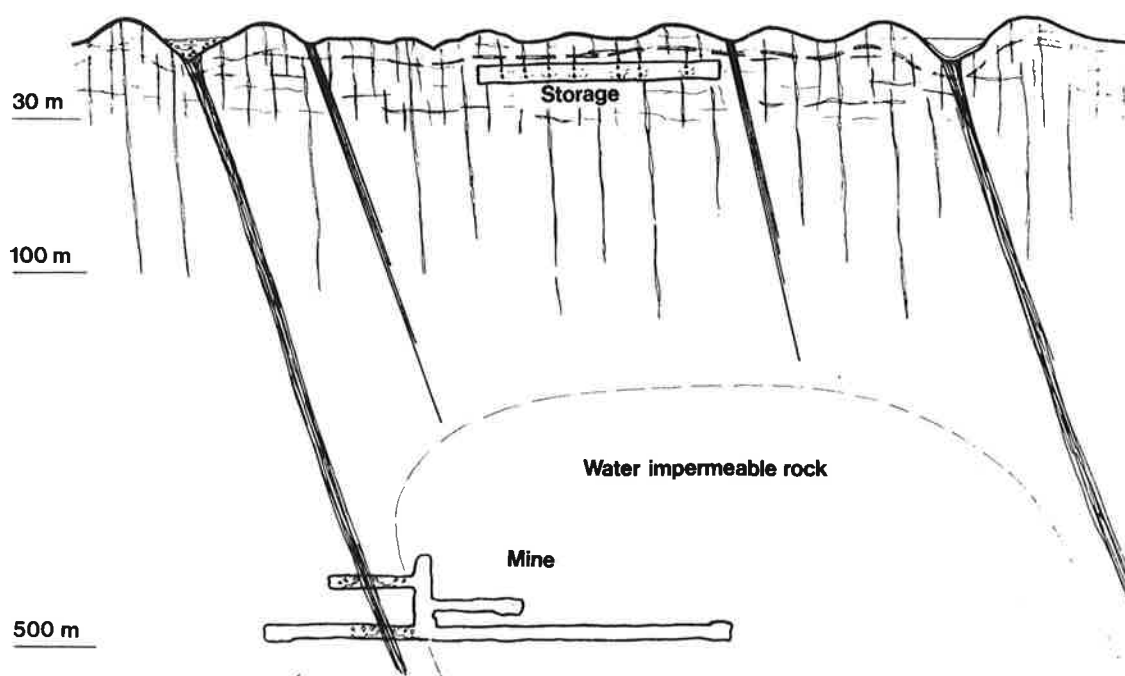
Figur 2.17 Pegmatitgång i gnejs "limmar" bra mot sidoberget.



Figur 2.18 Bergtunnel i bohusgranit. De vertikala sprickorna i tunnelväggen till höger synes i berghällarna i dagen 50 m upp. Sprickutträdena kommer till synes endast som streck på bergytan.



Figur 2.19 Granitberg i Bohuslän av havet befriat från lösa jordarter. Ytberget är starkt uppsprucket men på 50-100 meters djup är bergmassan mycket hel.



Figur 2.20 Ytberget är rikt på kommuniserande sprickor ned till 30 á 50 m under markytan. Ned till nivå 100 m minskar sprickfrekvensen och även kommunikationen mellan sprickskarorna snabbt. Till stora djup, 500 m till flera tusen meter, når endast de stora regionalt betonade störningszonerna. Dessa har krossat och omvandlat berget och kallas bland gruvfolk för skölar. När de är vattenförande utnyttjas de ofta som kalkkällor i för övrigt täta gruvor.

En bergmassa kan genom tiderna ha utsatts för flera påkänningar, "spänningar", med växlande orientering. Härvid kan olika spricksystem ha utbildats. Sprickorna kan följaktligen även inom ett mycket begränsat bergområde variera i antal och täthet. Sålunda kan det i en bergmassa på ett ställe uppträda sprickor i skaror med några centimeters mellanrum medan det i samma bergmassa, men på ett annat ställe, kan vara avstånd på 2 till 10 meter mellan sprickorna.

Av betydelse för bergarbeten är sprickornas (diskontinuiteternas) orientering (rymdorientering), utsträckning (vertikalt och horisontellt), frekvens (inbördes avstånd), ytgestaltning (glatt eller rå yta), halt av smörjande mineral (harnesk), materialfyllning (gångar eller skölar) och grad av läkning (genom kvarts, kalkspat etc). Risk för urspolning av sprickfyllnadsmaterial liksom av dåligt konsoliderade skikt i sedimentära bergmassor (t ex sandskikt eller kalksten med lerkonsistens) kommer att behandlas i nästa avsnitt, berggrundens vattenföring.

I och med att berget används allt mer och mer som "konstruktionsmaterial" för berggrum och tunnlar och även för mera komplicerade tekniska system, t ex berggrum för oljelager, gaslager och radioaktivt avfallsförvar, ökar ständigt behovet av klassificering av bergmassorna för att läggas till grund för avancerade bergmekaniska beräkningar. På grund av berggrundens snabba växlingar, inte bara i stort utan även i smått, måste man i dylika fall hålla i minnet, att beräkningsresultatet aldrig blir säkrare än de parametrar, som ligger till grund för desamma och vilka ännu så länge i många fall utgör subjektiva bedömningar vid geologens studier av materialen. Metoderna att "ringa in" en bergmassas egenskaper för att få ett ingenjörsmässigt grepp kommer att i detalj behandlas i del 4 av denna publikation av civilingenjör Hans Fagerström, VBB.

2.4.3 Berggrundens vattenföring

Det har beräknats att ca 20% av jordens berggrund i ytligt liggande partier består av kristallina bergarter. Dessa utgörs dels av eruptiva djupbergarter som t ex granit, dels av metamorfa som t ex gnejser, dels av eruptiva ytbergarter eller vulkaniska bergarter som t ex basalt. De flesta kristallina bergarter, fränsett porösa vulkaniska, kan i sig betraktas som vattentäta, d v s mineralfogen är så fullständig att vattengenomsläppligheten i själva bergarten ur praktisk synpunkt kan sägas vara noll. Vattengenomsläppligheten är i stället beroende av bergmassans sprickor och krosszoner, deras frekvens, förlopp, vidd, inbördes sammanhang samt förekomsten av fyllnadsmaterial (skölmineral, vitteringsprodukter etc) i sprickorna.

Bergmassorna kan innehålla bergarter med mycket växlande egenskaper ur grundvattensynpunkt. Tuffar har ofta hög porositet, men låg permeabilitet. Basalter är i sig täta men på grund av sina rikt förekommande vertikala sprickor däremot starkt vattenförande, d v s har hög permeabilitet.

Grundvattnet i sedimentära bergarter förekommer i bergarternas porsystem samt i skiktfogar och sprickor. Det är endast de grovkorniga sedimentära bergarterna i form av konglomerater och sandstenar som, om de är dåligt läkta eller dåligt konsoliderade, har en porositet som kan ge en grundvattentillgång av betydelse.

Vid ostörda sedimentära bergartslagerföljder med jämna skiktytor är tillgången på vatten mellan dessa ringa. Om skiktytorna är ojämna och vågiga ökar emellertid vattengenomsläppligheten. Skiktytor mellan olikartade bergarter kan ha mycket stor vattenledande förmåga. Veckas bergarterna uppstår öppna fogar som leder vatten bra.

Sprick- och krosszonerna i sedimentära bergmassor har liksom i den kristallina berggrunden mycket stor betydelse för grundvattnets förekomst.

De sedimentära kalkstenarna kan ställvis vara mycket täta, väl i klass med de kristallina bergarterna. Det finns emellertid kalkstenstyper, t ex skalgruskalk, som i kombination med stark sprickighet är mycket vattenförande.

Starkt vattenförande sedimentära formationer kan förekomma i karbonatbergarter och gips på grund av så kallade karstfenomen, som innebär att det under årmiljonernas lopp utvecklats ett underjordiskt system, där vatten i sprickor har lakat ur kalkstenen, respektive gipsen. Det bildas små underjordiska kanaler, hålrum och grottor i vilka vatten kan komma fram.

Berggrundens nyckfullhet när det gäller att leverera vatten upptäcktes tidigt av människorna, när man sprängde brunnar. Hur hastigt förhållandena kunde växla från spricka till spricka i berggrunden fick man många bevis på, när man började borra djupa brunnshål. Det är ingen ovanlig företeelse att, om två grannar borrar var sin brunn ca 100 m djupt på var sin sida om det gemensamma staketet, den ene fick intet medan den andre fick överflöd av vatten. Detta förhållande gäller i samtliga geologiska bergmassor utom de porösa sedimentära bergarter, där ett kommunicerande porsystem medför att berggrunden "läcker som ett såll".

Tättningsbehov

Berggrundens vattenföring röner ett allt större intresse vid avancerade bergarbeten.

När man vid tunnelsprängningar kunde arbeta som man gjorde i slutet på 1800-talet och under arbetenas gång kunde acceptera en allt större vatteninläckning, så länge man hade pumpkapacitet att hålla undan vattnet, eller hade möjlighet att naturligt avleda detsamma, var läckvatten inget större problem. Det fanns emellertid på den tiden ett överraskningsmoment när man oförsiktigt forcerade stora öppna vattenförande diskontinuiteter i berggrunden, varvid så stora vattenmängder (totalt m^3/minut) trängde in, att man dränkte tunneln och även maskiner och folk i densamma. I dag kan man säga att överraskningsmomentet med plötsliga katastrofartade vatteninläckningar är borta. Vid modern tunneldrivning känner man sig nämligen för med borrhål i tunnelfronten (sonderingsborrning), allteftersom sprängningarna fortskrider, och avslöjar då på förhand vattenflödena i berget, så att man med injektering kan tätta berget (förinjektering) och undvika att "spränga på sig" vattnet.

Otvivelaktigt finns det vattenförande geologiska formationer i sedimentärt berg som nära nog omöjliggör bergarbeten. Så är förhållandet när man har porösa konglomerat eller sandstenar som "läcker som ett såll". Injektering eller inklädnad under sådana förhållanden är en mycket kostsam och tidsödande procedur. Likaså kan urspolningsfenomen vara svåra att tekniskt bemästra vid tunneldrivning i sedimentärt berg. Detta gäller när man kommer in i t ex okonsoliderade sandstenar. Har man här höga vattentryck, så kan urspolning och erodering av omkringliggande berg fortsätta så snabbt, att t o m bergstabiliteten äventyras.

Tunnelbyggande under grundvattennivå sker i dag i stor utsträckning i våra storstäder. En grundvattensänkning kan ur många synpunkter ha katastrofala följder för gammal bebyggelse. Först och främst gäller det städer, där hus är grundlagda på träpålar och där grundvattnet i århundraden skyddat träpålarna från förruttnelse. En bergtunnel, som genom inläckage ständigt tär på grundvattenmagasinet, medför förvånansvärt snabbt en grundvattensänkning i vissa kvartärgeologiska lagerföljder och äventyrar därmed hela stadsdelars bestånd.

En grundvattensänkning kan även påverka byggnader grundlagda på plattor i lerområden. Den sammanpressning av lerlagren som äger rum praktiskt taget omedelbart vid en grundvattensänkning, kan medföra ödesdigra sättningar för denna typ av bebyggelse. Omfattande rättsprocesser har, i varje fall för Sveriges del, nyligen klarlagt (Högsta Domstolen) att ansvaret för grundvattensänkningen vilar på tunnelbyggaren, och man är därför i dag tvungen att i stadsbebyggelse bygga praktiskt taget täta tunnlar.

Att bergtunnlar även stjäla vatten från befintliga brunnar kanske flera kilometer i sidled från bergtunnlarna är inte ovanligt. Kostnadsersättningarna i sådana fall kan bli mycket stora, och även av denna orsak gäller det att bygga mycket täta tunnlar.

Trots all modern teknik händer det tyvärr även i dag att bergarbeten måste överges på grund av alltför rikligt med vatten. Ett sådant exempel inträffade för några år sedan, när man i Paris-bäckenets kalkstenslagerföljd började bygga ett underjordslager för petroleumprodukter av ovanligt stort format. Planerna måste emellertid efter en kort tid överges på grund av att de alltför stora vattenmängderna krävde så omfattande injekteringsarbeten, att projektets hela ekonomi raserades. Man övergav det ursprungliga projektet och byggde ett mindre gaslager i den utsprängda delen.

Sammanfattningsvis kan sägas att kravet på täthet för olika tekniska system i berg är synnerligen varierande. Det är många parametrar som medverkar i sammanhanget, inte minst tillgången till vatten på markytan och de lösa jordlagrens permeabilitet.

Grundvattensituationen för ett bergprojekt måste sålunda vid den geologiska rekognosceringen tagas med i bilden. Tyvärr är det mycket svårt att på förhand utvärdera en berggrunds vattenföring. Att vattenföringen ständigt växlar, gör problemet inte lättare vid långa tunnelprojekt.

Om fintätning av berget är nödvändigt, innebär det i allmänhet kostnader av samma storleksordning som själva tunneldrivningen.

Från min egen erfarenhet skulle jag vilja avsluta det här kapitlet med att säga, att den geologiska rekognosceringen för t ex ett tunnelprojekt i sedimentärt berg, särskilt med hänsyn till snabba växlingar i såväl vertikal som horisontal led, när det gäller skiktens bergmekaniska och geohydrologiska egenskaper, är en svår uppgift. Valet av tunnelnivå och sträckning blir i viss mån en hasard, eftersom ännu inga rationella metoder finns att regionalt bestämma en bergmassas vattenföring. En uppbörning längs ett "långtunnel"-projekt, ofta djupt liggande, är både en teknisk och ekonomisk omöjlighet.

Sett mot denna bakgrund är det uppenbart, att åtgärderna för förstärkning och tätning under pågående tunneldrivning med tillhörande sonderingsbörning i brytfronten skall bestämmas nere i tunneln. Kompetent personal för denna bedömning måste hela tiden finnas till hands och ett "beredskapspaket" för alla eventualiteter måste vara klart för "brandkårsutryckning". Projektets vara eller icke vara skall sålunda i första hand läggas på berggrundsgeologernas och hydrogeologernas orienterande projektering. (Se vidare avsnitt 2.6 Aktiv Geo-design.)

2.4.5 Vittring

Vittringsprocesser

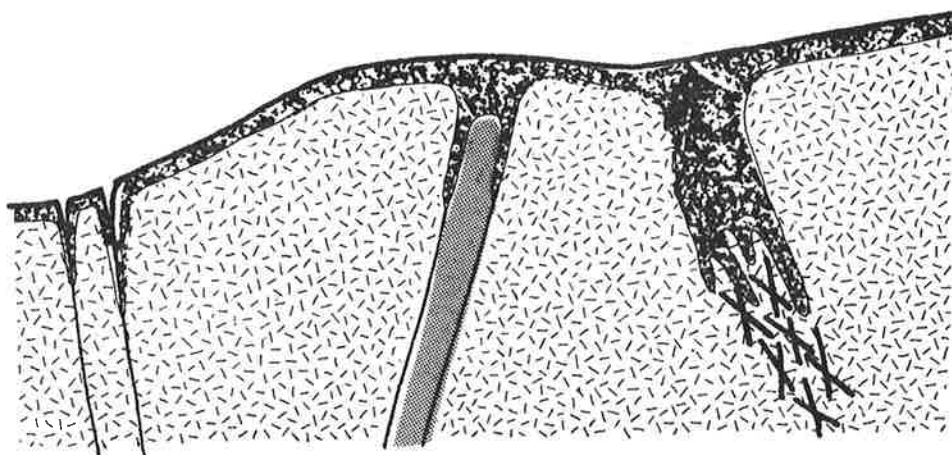
Man brukar skilja mellan mekanisk (fysisk-) och kemisk vittring. Påpekas bör dock att det i själva verket mestadels handlar om ett "samarbete" mellan dessa nedbrytande krafter.

Den väsentligaste bland de fysiska vittringsmekanismerna inom jordens kalla klimatområden är issprängning av berg. När vatten utvidgas vid övergång till is utvecklas vid -22°C ett tryck av 2.200 kg/cm^2 i sprickor, porer och kristallfogar.

I ökenområden kan temperaturskillnader på mer än 50°C förekomma. Dessa snabba temperaturväxlingar mellan dag och natt ger spänningar som raserar bergen, jämför figur 2.27. Solsprängning eller insolationsvittring som fenomenet kallas ger liksom alla sprickbildningar ökade angreppsmöjligheter för andra vittringskrafter.

Saltsprängning kan vara av flera slag. När kristaller faller ut i sprickor och porer ur en övermättad lösning innebär det ofta en volymsökning. En sprängverkan kan också uppstå på grund av att vissa mineral sväller vid upptagning av vatten (hydreras). Ett sådant mineral, ofta förekommande i sedimentära bergarter, är anhydrit som vid vattenupptagande övergår till gips. Härvid kan svällningstryck på mer än 1.000 kg/cm^2 utvecklas. Även rötter och annan vegetation kan "spränga berg".

Den kemiska vittringen uppvisar i regioner med låg medeltemperatur knappast någon praktiskt betydelsefull påverkan på berggrunden. I tropiska områden med stor nederbörds mängd och hög temperatur kan den kemiska vittringen nå ner flera hundra meter ned i berget. Den ytliga, till jordart nedvittrade berggrunden kan sålunda ha "vittringsrötter", följande kross- och sprickzoner till avsevärda djup, se figur 2.21. Här skall några för undermarksarbeten viktiga fall beröras.



Figur 2.21 I sprickzoner, krosszoner och bergartskontakter har vittringen djupgående rötter.

Bergarternas vittring

Att grundämnen eller kemiska föreningar kan vara mer eller mindre svårlösliga i vattnet torde vi alla ha erfarit. För att lösa metaller krävs i allmänhet starka syror, saltsyra eller svavelsyra, och för att lösa den ädlaste av metaller, guld, måste man använda en blandning av saltsyra och salpetersyra, blandningen kallas kungsvatten. Känt är också för envar att lösligheten ökar om man värmer eller upphettar vattnet. Kvarts, eller kisel som det också kallas, är också ett mycket resistent ämne mot starka syror, och skålar och deglar, i vilka man upphettar starka syrablandningar, är därför gjorda av kvarts. Många andra mineral i jordskorpan är också beständiga mot urlakning. Så är t ex fältspaten i graniterna också nära olöslig i syror. Därför är även granit en mot kemisk vittring mycket resistent bergart.

Generellt gäller regeln att mörka mineral vittrar lättare än ljusa, alltså kvartsrika. Under våra klimatförhållanden är också graniten en mycket beständig bergart.

Om man granskar av inlandsisen skulpterade och rundade granithällar så ser man ofta på dem under lämpliga ljusförhållanden de repor som i isens bottenlager infrusna bergartsstycken åstadkom, när ismassan rörde sig (isströmmen). Dessa repor i granithällarna, som kan ha legat exponerade för väder och vind i mer än 10.000 år, är ännu inte bortfrätta.

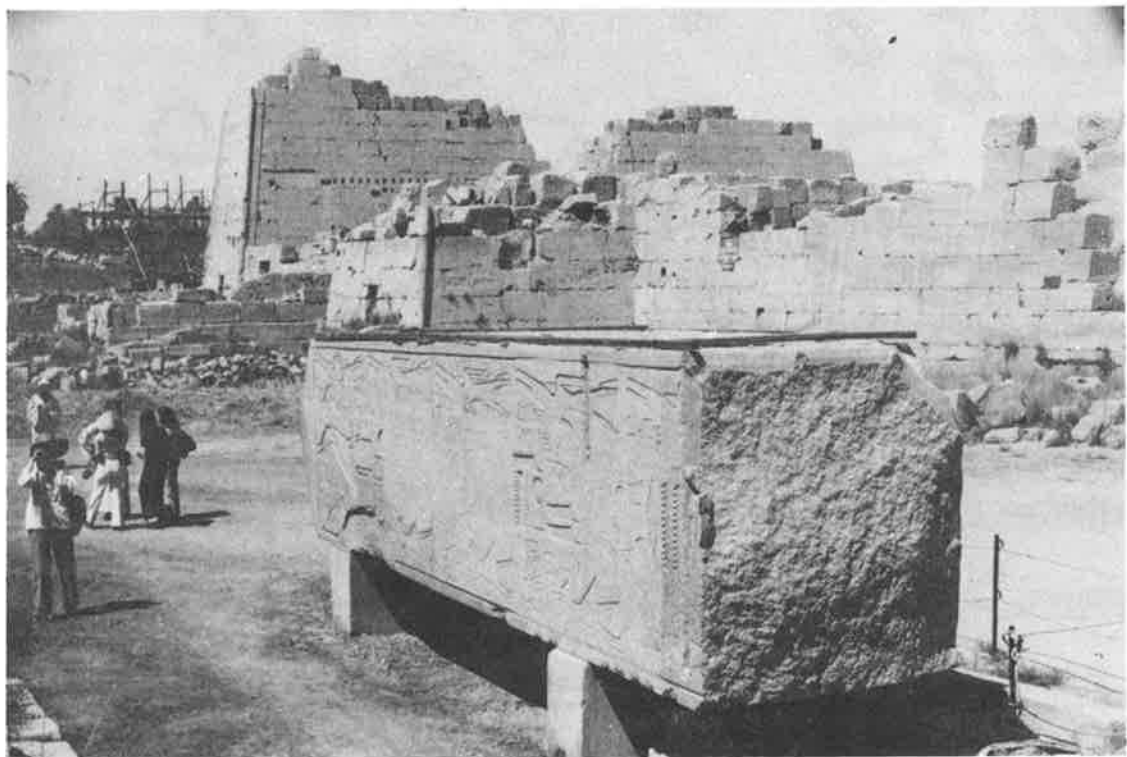
Om granitens resistens även mot den aggressiva storstadsluften vittnar de husfasader som i årtionden varit klädda med polerade graniter och som alltjämt behåller sin lyster. Sandstenarna och kalkstenarna i våra gamla monumentala byggnadsverk vittrar i dag sönder och något universalmedel att stoppa vittringen har ännu inte uppfunnits.

Kalkstenarna och dolomiterna, som är karbonater, löses lätt i syror under utveckling av koldioxid (fräser). Det är för dessa prov som geologen alltid bär med sig sin saltsyreflaska.

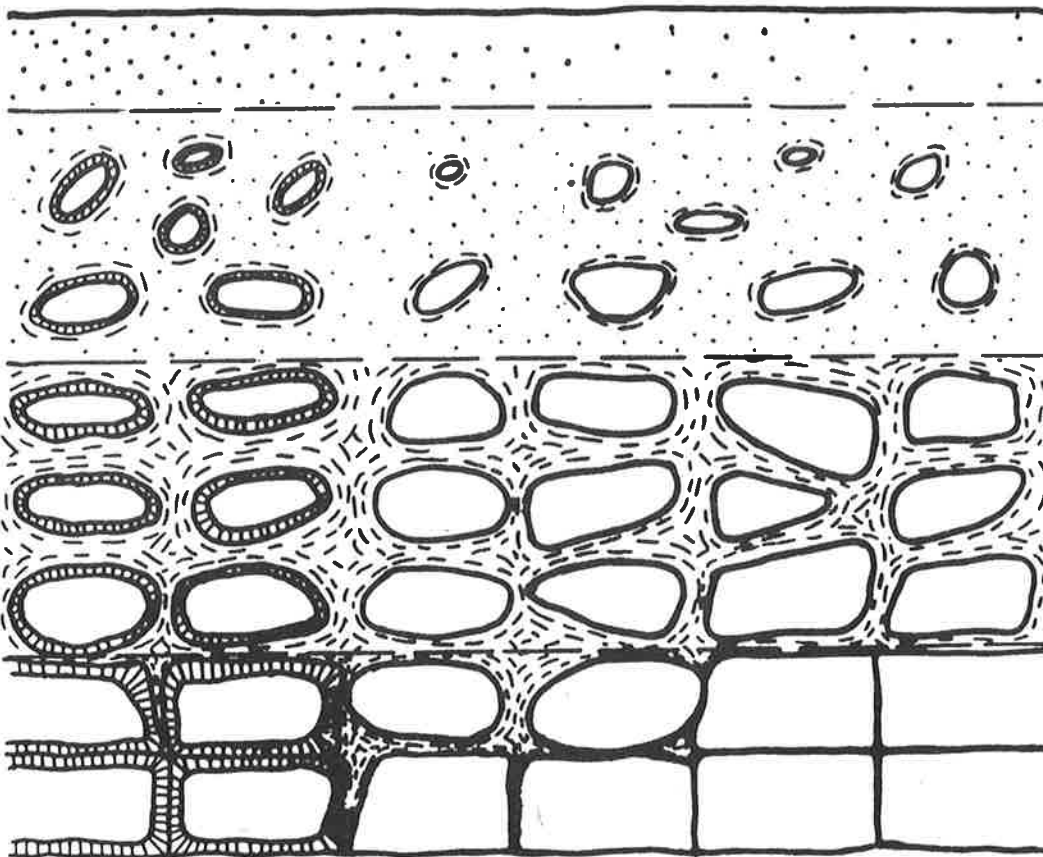
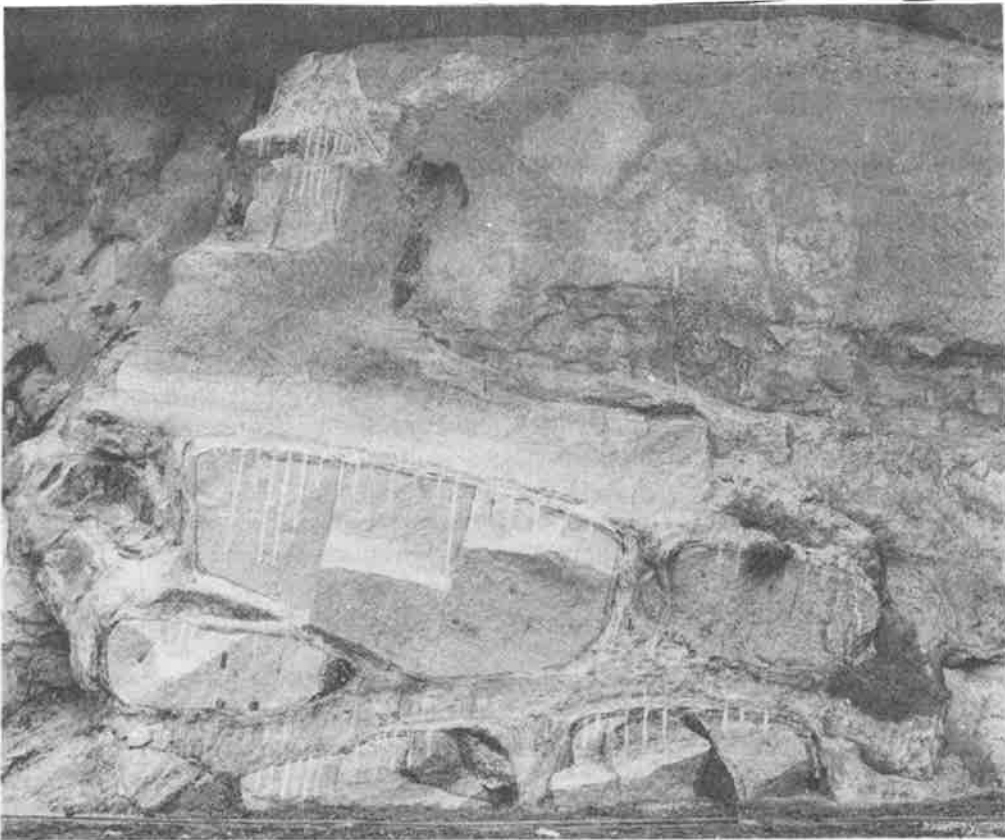
Det är ett märkligt förhållande att granitklippan, som symboliserar någonting fast och evigt, även den kan brytas ner i beståndsdelarna kvartssand och lera (kaolin). I detta spel medverkar en svag syra, nämligen kolsyran, som enkelt uttryckt är i vatten löst koldioxid. Klimatförhållanden, vegetationsförhållanden och vulkanism kan bidra till dessa processer.

Klimatet har växlat under årmiljonernas lopp runt hela jordklotet och även Sverige hade för mer än 200 miljoner år sedan ett klimat som befrämjade granitens och gnejsgraniternas nedbrytning i vårt land. Det finns rester bevarade av fullständigt nedbrutet granitberg på några ställen i Sverige, men det är en tillfällighet att de blivit bevarade. För det mesta har det av vatten lätt eroderbara kvarts- och lermaterialet transporterats bort, eller skrapats bort av inlandsisen. I några fickor i berggrunden, t ex på norra spetsen av Ivön i Ivösjön i västra Skåne, har man utan sprängning grävt sig fram i den orörda fullständigt vittrade graniten för att använda kaolinen för porslinstillverkning.

Stora delar av jordskorpan täcks i dag av ett lager av till jord vittrad berggrund, s k residualjord. Denna jord har aldrig flyttats utan ligger kvar där den bildats och man kan i densamma fortfarande se de sprickor, strukturer och den ådring (bergväxt) som granitberget hade när det var intakt. Det är kolsyrehaltigt vatten som rört sig i granitbergets regelbundna spricksystem och angripit det parallell-epipediska granitblocket som omsider fullständigt vittrat ned till en jordart. Det är en märklig känsla att tänka sig, att bonden i dessa trakter egentligen plöjer direkt i granitberget.



Figur 2.22 Obelisk av Assuangranit, Egypten, med väl bibehållet mönster.



Figur 2.23 Vittrat granitberg, Hongkong. I övre delen av skärningen är granitberget fullständigt nervittrat (residualjord = bondens åkerjord), mot djupet avtar vittringen. Nedre figuren visar principen.

Primary Constituents		Weathering Products				
GRANITE	Minerals	Metallic Ions	Colloids	Secondary Minerals That Form from Colloids and Ions	Primary Minerals That Persist	Soluble Ions Removed in Solution
	ALKALI FELDSPARS	K ⁺ Na ⁺	Silica, alumina	Clay minerals		Na ⁺ K ⁺
	QUARTZ				Quartz	
	MICAS	K ⁺ Fe ²⁺ Mg ²⁺	Silica, alumina	Clay minerals	Some mica	
	FERRO-MAGNESIAN MINERALS	Mg ²⁺ Fe ²⁺	Silica, alumina Iron oxides	Clay minerals Hematite, "limonite"		Mg ²⁺
BASALT	PLAGIOCLASE FELDSPARS	Ca ²⁺ Na ⁺	Silica, alumina	Clay minerals		Na ⁺ Ca ²⁺
	FERRO-MAGNESIAN MINERALS	Mg ²⁺ Fe ²⁺	Silica, alumina Iron oxides	Clay minerals Hematite, "limonite"		Mg ²⁺
	MAGNETITE	Fe ²⁺				

Figur 2.24 De vanligaste mineralen och deras vittringsprodukter. Efter Friedman och Shaub.

Kolsyrereaktionen, karst, slukhål

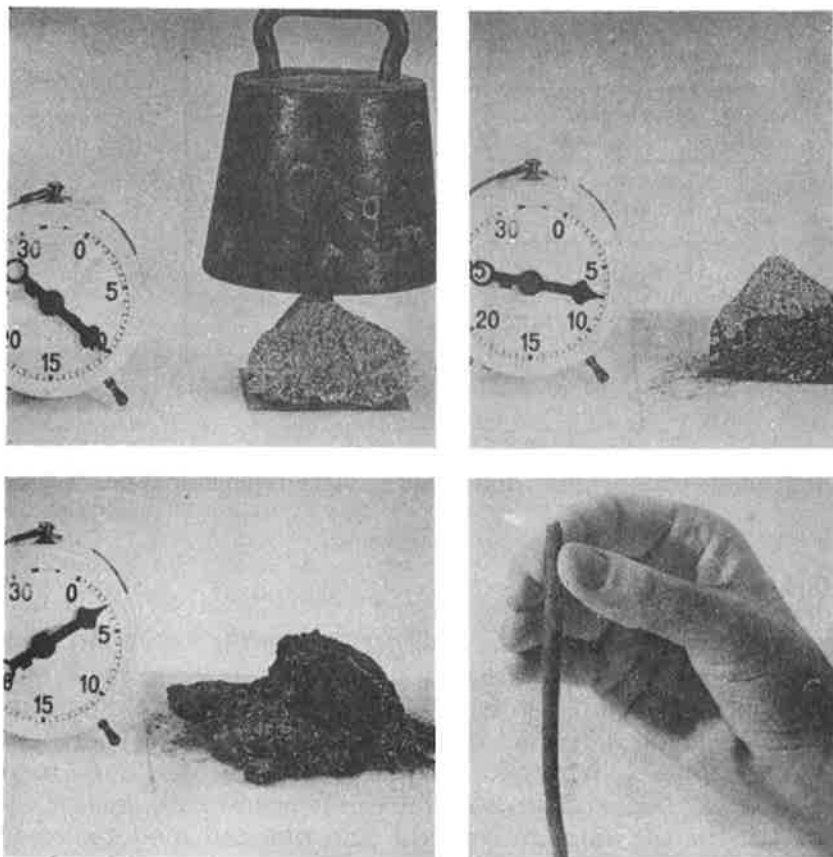
Det är märkligt att tänka sig att ett kalkstensberg till ungefär halva sin vikt består av koldioxid, d v s att den vid upphettning till 800°C förlorar halva sin vikt, som går bort i gasform. Kalciumoxiden har förmåga att ta upp koldioxid ur vatten och luft. Detta är ingenting annat än den klassiska murbruksreaktionen. Sedan urminnes tid bränner man kalkberget i ugnar, kolsyran går bort med rökgaserna, resten, den glödgade kalkstenen, som nu kallas bränd kalk, består av kalciumoxid som löses i vatten till kalciumhydroxid som blandad med sand ger murbruk. På väggen eller mellan tegelstenarna hårdnar omsider murbruk, inte för att det torkar, utan för att det upptar koldioxid ur luften. Man har, populärt talat, flyttat hem kalkberget som nu sitter t ex på våra gamla kyrkmurar. Känt är hur man för att påskynda murbruksreaktionen eldar i nybyggen med koksgrytor för att skapa god tillgång på koldioxid. Om en vattenlösning är övermättad med koldioxid bildas kolsyra som har förmågan att lösa kalksten.

Det är denna reaktion som förklarar de för teknikern ganska allvarliga bildningar som går under det gemensamma namnet karstfenomen. Slukhål är en speciell form av karstfenomen. Det betyder i korthet att sedimentär kalksten under vissa förhållanden kan vara perforerad av naturliga tunnlar och grottor, där kolsyrehaltigt vatten under gångna geologiska tider har trängt fram. Detta underjordiska system är en allvarlig komplikation vid bergarbeten, just därför att man inte på förhand kan indikera deras utbredning och mönster, i varje fall inte utan mycket omfattande undersökningar.

I vissa sammanhang är karstområden dock eftertraktade, enär de är starkt vattenförande och sålunda ger utomordentliga underjordiska kanaler av söt-vatten.

Till lera omvandlat berg

En alldeles speciell uppmärksamhet vid bergarbeten kräver s k svällande leror. Högt svällningstryck har bl a lermineralen montmorillonit och smektit. Eftersom de ofta förekommer som omvandlingsprodukter i samband med vittrat berg kan de verka som domkrafter i sprickorna, beroende på att, när man vid sprängning lättar på bergtrycket, lermineralen kan ta upp vatten och svälla. Härvid kan även en till synes fast bergart snabbt omvandlas till lerkonsistens eller falla sönder i mindre bergstycken beroende på de hårfina sprickornas mönster.



Figur 2.25 De fyra bilderna åskådliggör ett geologiskt fenomen. Vid tunnelsprängning i en hård granitisk gnejs passerade man en zon i berget som inte på något sätt tedde sig originell för bergsprängaren. Efter något dygn övergick det hårda berget i lerkonsistens. Bild 1 visar ett hårt bergstycke från zonen vilande på en nu torr svampduk och med en 10-kgs vikt på spetsen som icke deformerats. Fotoklockan som går baklänges startar på 10 min. Bild 2 visar hur vattnet från den nu blöta svampduken sugits upp i bergstycket efter 2½ min. Bild 3 visar hur det helt genomvåta bergstycket börjar falla sönder efter 7 min. Bild 4 visar hur man därefter kan göra det geologiska "utrullningsprovet" som är ett tecken på lerkonsistens.

Slutligen skall här varnas för en alldeles speciell sort av sandstenar, det är sandstenar som förutom sand av kvarts eller kalkstenskorn innehåller svällande lerpartiklar. Dessa sandstenar kan under speciella förhållanden fullständigt falla sönder till sand.

Bergarters hållfasthet, d v s den inre friktionen, i torrt tillstånd och i vattenmättat tillstånd är mycket olika, vattnet verkar "smörjande" mellan kornen. Här ligger en av de stora fällorna i ingenjörgeologin, man blir nämligen lätt lurad. Vid kärnborrhningar i dessa sandstenstyper får man, trots att man borrar med spolvatten, upp en hel och stabil borrhärna, vilken i naturfuktigt tillstånd och naturligtvis också i torrt ger goda hållfasthetsvärden vid provtryckning. Då man emellertid efter intorkning för andra gången blöter ned sandstenen, inträffar en lersvällning som spränger stenens uppbyggnad och omvandlar den till sand. Många felbedömningar har gjorts på grund av denna, låt mig kalla det "tvåstegsraket", i såväl sedimentära som metamorfa bergarter.

2.4.6 De lösa jordlagren, gränsen mellan jord och berg

Om man bortser från organiska jordarter som t ex torv och dy, kan man säga, att alla övriga jordarter består av vittringsprodukter av olika bergarter. Om dessa vittringsprodukter aldrig flyttats, utan ligger i sitt ursprungliga läge, kallas de RESIDUALJORDAR, bestående t ex av granitens kvartskorn och till lermineral omvandlade fältspater. Övriga vittringsprodukter är de som flyttats av inlandsisen (morän), eller av smältvattnet transporterats och avlagrats (glaciala jordartslagerföljder, bestående av rullstensgrus, sand, mo och glaciallera), eller av havsvågorna eroderat och flyttat material (svallgrus), eller av vinden transporterat material (dynsand, eller mera globalt, ökensand och lössjord). Rinnande vatten ger deltabildningar av grus och sand samt s k postglaciala lagerföljder av mo, lera och gyttja. I starkt kuperad terräng kan genom skred och krypjordsföreteelser komplicerade svårtolkade jordartslagerföljder erhållas.

Som tidigare påpekats är de lösa jordlagrens beskaffenhet av stort intresse i ingenjörsgelogiska sammanhang. Geoteknik med grundläggning är ett mycket omfattande ingenjörsgelogiskt gebit. Även vid byggande i berg är, som tidigare nämnts, de lösa jordlagrens beskaffenhet av stort intresse, inte bara i samband med grundvattenproblem utan kanske i ännu högre grad vid bergrumsbyggande, när det gäller att se till att man har en tillräcklig bergtäckning av friskt berg över anläggningen. Det kan i vittrade bergområden med residualjordar vara en grannliga uppgift att hitta gränsen mellan residualjord och fast berg.

Många entreprenadvister har uppkommit just kring detta problem och naturligtvis är det svårare att avgöra gränsen, om t ex det sedimentära kalkstensberget i sig själv är ganska löst och vittringsdjupet har ett mycket böljande förlopp.

För stora schaktningsarbeten är vittringsjordarnas tekniska egenskaper av stor betydelse. I många fall går det att utföra djupa schakt utan spont i kalkbergets ytliga till jord omvandlade delar. Tar man emellertid en vittringsjord med svällande lermineral kan även där ett djupschakt utföras utan spont, under förutsättning att man kan hålla borta regn och ytvatten. Som allmän tumregel gäller för schaktning och tunneldrivning i vittrade bergartsmaterial, att dessa så snabbt som möjligt bör skyddas mot vatten genom t ex skyndsamt inklädnad med betonggjutning eller sprutbetong. Detsamma gäller även när man arbetar i hårt berg, t ex i graniter och gnejser, med sprickfyllnader av svällande lera, (jfr nästa kapitel).

Den kemiska vittringen är starkt klimatbetingad. Den så kallade lateritvittringen som åstadkommit de röda lateritjordarna sker i varmt och fuktigt klimat, d v s tropiska klimatzoner. Inom de subtropiska bältena förekommer en regnperiod och en typisk torrperiod, som ger en annorlunda vittringseffekt med svällande jordar som följd. Sulfatjordar och gipsjordar ger korrosionsproblem för byggaren. Det är klimatförändringar under jordens historia som har gett fördelningen av de sedimentära bergarterna på jordytan.

2.5 JORDKLOTETS SEDIMENTÄRA BERGGRUND

Jordytan täcks till mer än 75% av sedimentära bergartslagerföljder, se figur 2.26. Trots att dessa kan nå mäktigheter av flera tusen meter måste de ändå betraktas som ett tunt skinn, av någon liknad vid fernissan på en jordglob.



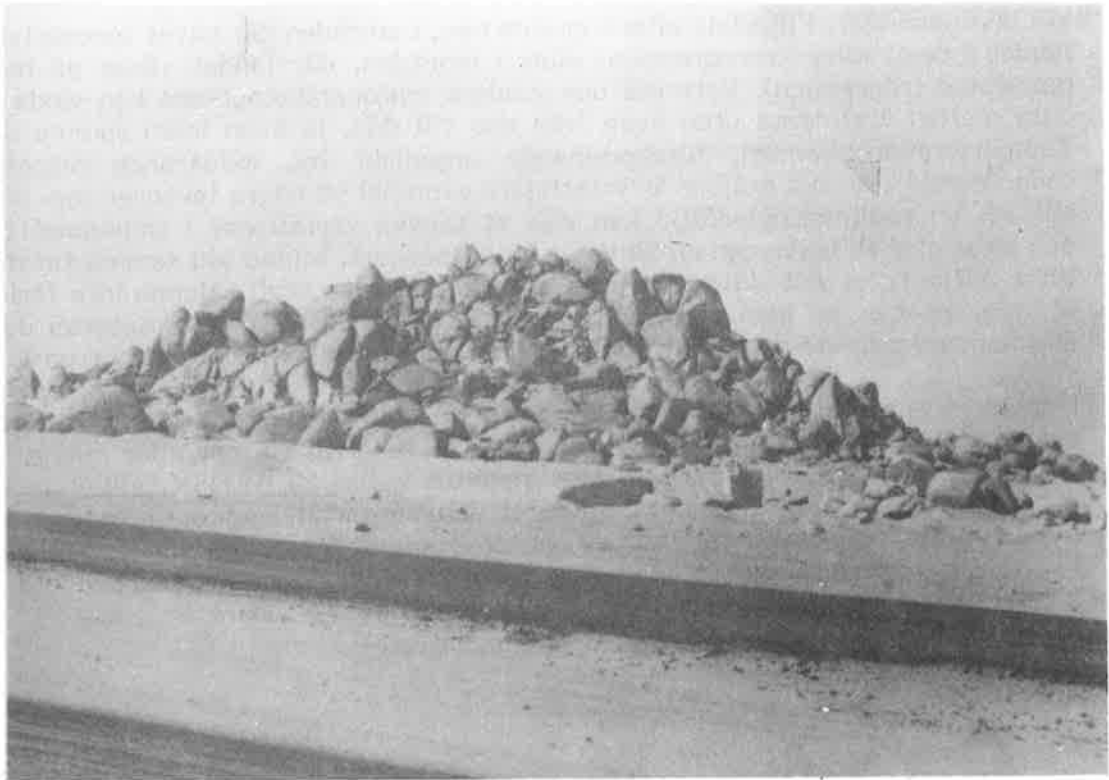
Figur 2.26 Världskarta visande de sedimentära bergarternas utbredning. Källa: Att bygga i jord och berg, BFR 1983.

Som tidigare nämnts är det det sedimentära berget med sin variationsrikedom i såväl horisontell som vertikal led på bra och dåligt berg som framför allt i kombination med vatten ställer stora krav på tunnel- respektive bergrumsbyggnadstekniken. De olika momenten i en sedimentär bergarts tillblivelse kastar i sig redan ett visst ljus över de mångfacetterade problemen.

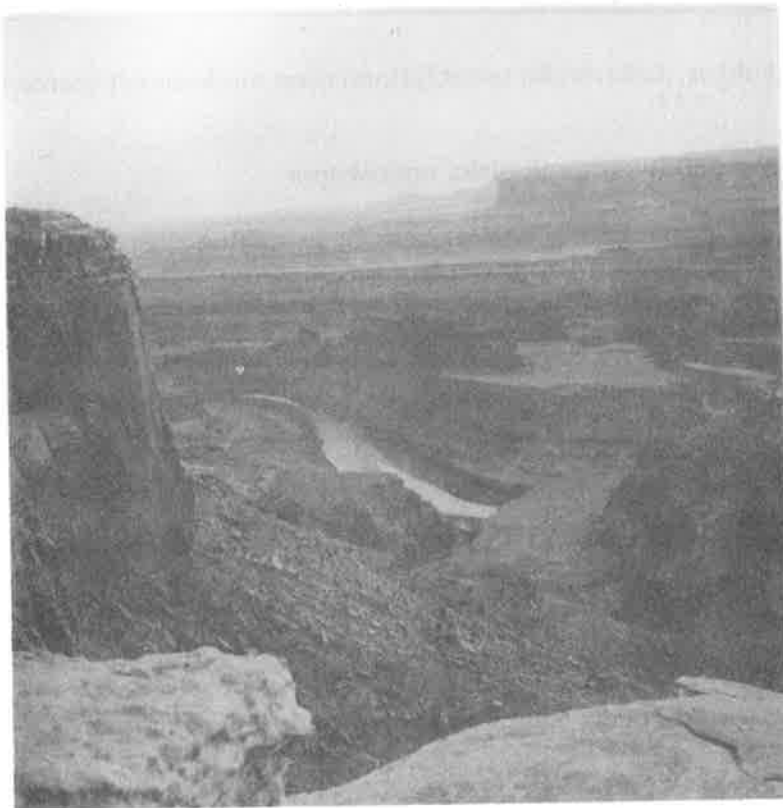
2.5.1 Vittring - erosion - transport - deponering (sedimentation) -konsolidering

Genom erosion av vågor och rinnande vatten bryts vittringsprodukterna loss och kan transporteras långa vägar för att i olika miljöer sedimentera. Lösliga ämnen t ex salter av Na, K, Ca och Mg förs med vattnet och kan fällas ut i form av evaporiter, kalksten och dolomit. Även vinden kan verka som transportmedel och föra fina mineral- och bergartspartiklar vida omkring. Korn större än 0,35 mm kan knappast bäras av vinden. De finaste partiklarna, lössjorden (finsilt), kan spridas med vinden över hela kontinenter. Kolloida partiklar kan av t ex havsströmmar föras vida omkring.

Vare sig transporter sker med vind, vatten eller is kommer vittringsresterna, kross- och nötningsprodukterna att avsättas under mycket skilda förhållanden;



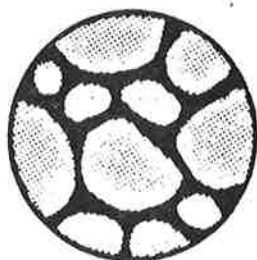
Figur 2.27 "Solsprängd" granithäll. Öknen, Saudiarabien.



Figur 2.28 Erosion i sedimentära lagerföljder, Grand Canyon.

vid älvmyrningar, i djuphav eller i grunda hav, i områden där havet successivt tar landet i besittning (transgression) eller i områden, där landet växer på havets bekostnad (regression). Vattnets och vindens transportkompetens kan växla inte bara mellan årstiderna utan även från dag till dag, ja även inom samma dygn. Temperaturförhållanden, förekommande organiskt liv, oxiderande respektive reducerande kemiska miljöer är ytterligare exempel på några faktorer som bidrar till att en sedimentlagerföljd kan visa så talrika variationer i sammansättning och stratigrafisk uppbyggnad. Så kan t ex en bergart, bildad vid samma tid men i olika miljöer, ha vitt skilda tekniska egenskaper. Man skall sålunda inte förledas att tro, att t ex en kambrisk sandsten alltid är ett bra byggnadsmaterial därför att man tidigare vid något tillfälle haft god erfarenhet av just denna bergart.

Hopläkningsprocesser eller diagenes omfattar fysikaliska och kemiska förändringar i de avsatta sedimenten som omvandlar dem till en mer eller mindre fast bergart. De sedimentära bergarternas struktur kallas KLASTISK, vilket innebär att de består av enskilda korn (mineral och bergartsfragment) som mer eller mindre fullständigt läkts samman av ett bindemedel, "cement", vilket vanligen är kvarts eller kalcit. Det kan även vara Fe-, Al-hydroxider, lermineraler etc som kittar ihop partiklarna.



Figur 2.29 Klastisk struktur, fullständig porutfyllnad med bindemedel (cement).

2.5.2 Bergmekaniska och hydrogeologiska egenskaper

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

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

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

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

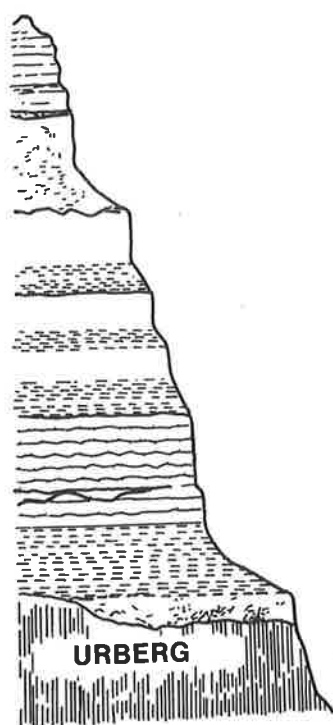
Porstruktur, porositet och permeabilitet är särskilt viktiga när det gäller att klargöra den sedimentära bergmassans vattenföring, jfr avsnitt 2.4.3 Berggrundens vattenföring.

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

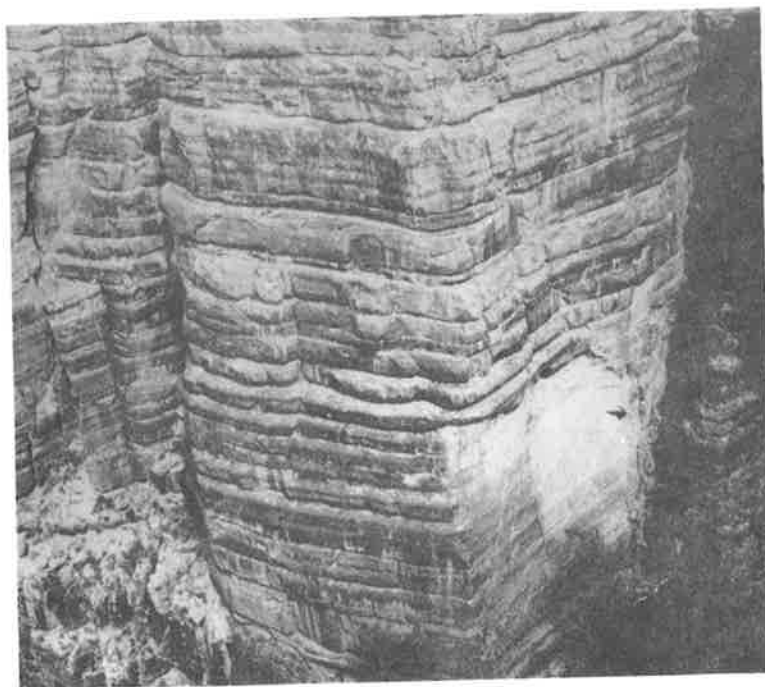
Kornens och bindemedlets resistens mot vittring liksom förekomsten av svällande mineral, t ex lermineral, anhydrit (CaSO_4) etc, är ytterligare några faktorer att beakta vid bedömning av de sedimentära bergarternas bergtekniska och geohydrologiska egenskaper. Det finns sålunda sandstenar som innehåller svällande lermaterial som vid vattenbegjutning sprängs sönder. Det finns också sandstenar vars bindemedel lakas ut när man genom bergarbeten ändrar på den naturliga vattenvandringen i berget, jfr kapitel 2.4.5 Vittring.

Figur 2.5 visar hur sammansättningen kan växla hos sedimentbergarterna. Benämningen på bergarterna bygges då upp på samma sätt som man gör inom geotekniken med de lösa jordarterna; grusig sand, lerig mo etc. Sedimenten i triangelns hörn sägs ha nått en hög grad av mognad, d v s vittringen har gått så långt att en stabil slutprodukt erhållits.

2.5.3 Stratigrafi



Figur 2.30 I Grand Canyon i Colorado finner man världens mest kompletta geologiska lagerföljder. En och en halv kilometer under ytan finns de äldsta bergarter man känner, de arkeiska.

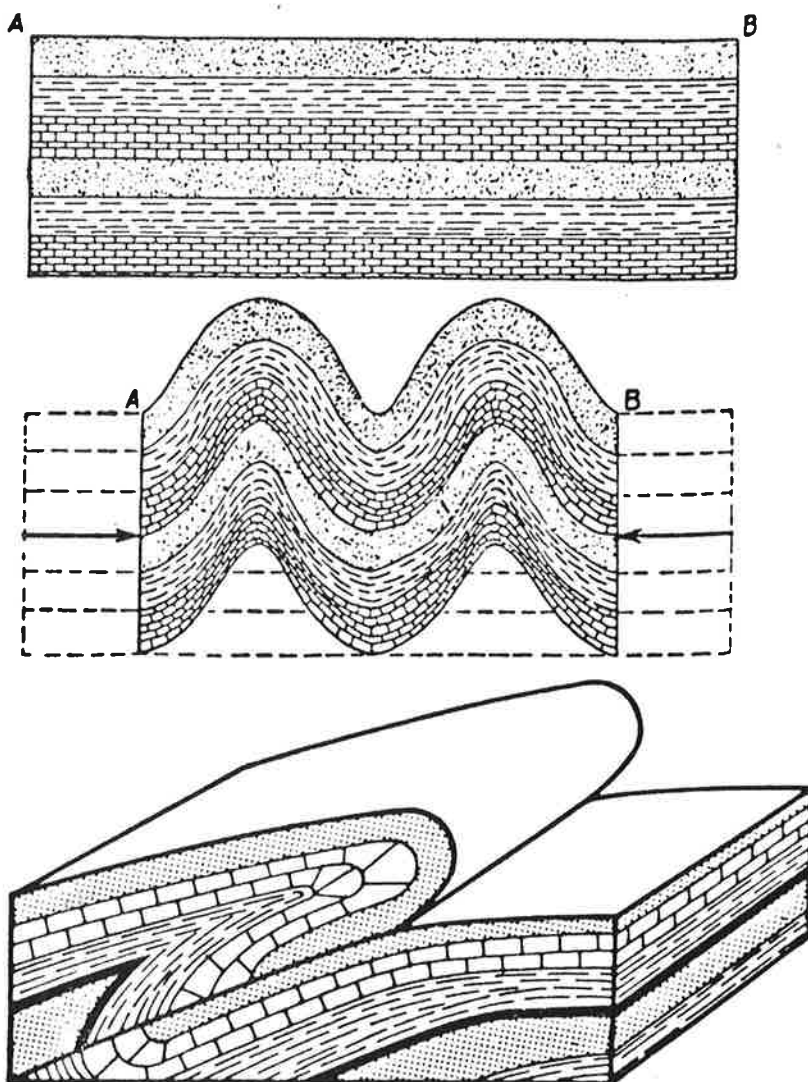


Figur 2.31 Lagerföljd av sedimentära bergarter. Lagg märke till den plana gnejsyta på vilken "sedimentpacken" avsatts. Grand Canyon.

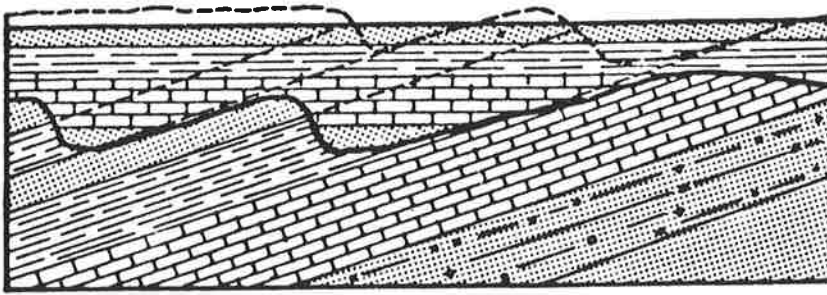
Under Ärmiljonernas lopp har, som nämnts, över hela jorden mäktiga sedimentära berglagerföljder avsatts. Sålunda förekommer växellagring av skiffer, sandsten och kalksten i flera tusen meter mäktiga sedimentpackar. Likaså förekommer tusentals meter mäktiga kalkstensförekomster som inte har någon utpräglad lagring, d v s de är mycket homogena.

Isströmmarna lämnar efter sig en osorterad jord. Vatten- och vindburet material avsätts däremot i en bestämd ordningsföljd, dikterad av faktorerna transport-kompetens - kornstorlek. Lagren eller skikten ligger som bladen i en bok (konkordant).

Tektoniska störningar kan ofta "buckla till" en sedimentär lagerföljd och rent av vända upp och ner på densamma. Förkastningar, veckningar och överskjutningar har ofta påverkat de sedimentära bergmassorna med en "ommöblering" av den horisontella lagerföljden som följd. Ofta är bladen tillknycklade, sönderrivna eller fattas helt (hiatus). Förkastningar, kross-, sprick- och vittringszoner förekommer i de sedimentära bergmassorna, övertvärande och oberoende av den naturliga lagerföljden. Detta medför att det kan vara mycket komplicerat att hitta rätt i stratigrafien (bladen i sedimentboken), vilket innebär svårbemästrade situationer vid bergbyggen. Några förtydliganden av dessa processer görs med några enkla skisser och foton, figur 2.32 - 2.36.



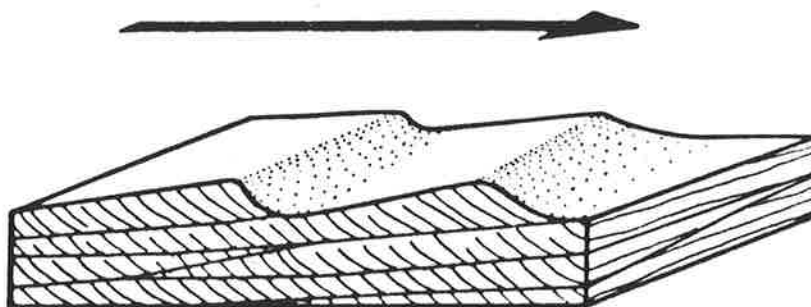
Figur 2.32 På grund av orogenes under olika epoker i jordens historia har de ursprungligen horisontella lagerserierna knäckats ihop till oigenkännlighet. Härvid har ibland bristningar i vecken skett och stora överskjutningar förekommit.



Figur 2.33 Av olika orsaker kan en lagerföljd ha tippat och en ny lagerserie har sedan byggts ovanpå. Man får då skiktserier som bryts mot varandra, man har en diskordans i lagerföljden. Se även figur 2.34.



Figur 2.34 S k strykjärn, Denver.

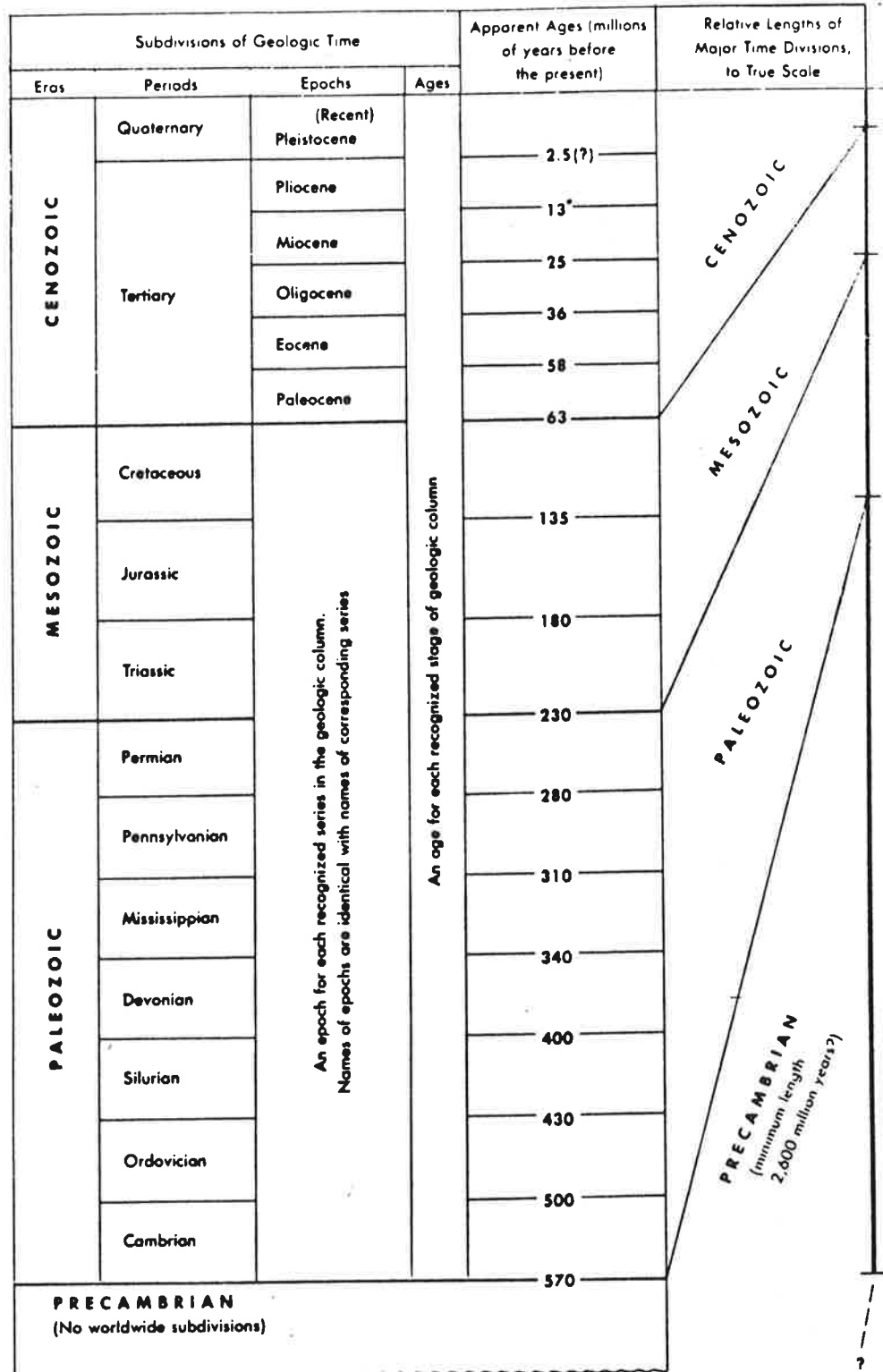


Figur 2.35 Diskordant skiktning är allmänt förekommande i deltabildningar och dyn-sand.



Figur 2.36 Liten förkastning i sedimentära lager av sandsten och skiffer. "Språnghöjden" är endast några decimeter. Sprickzonen är hopläkt med kalcit. Horrmundvalla vattenkraftverk.

SCALE OF GEOLOGIC TIME



* Dates based on stratigraphy in Europe differ, varying to as little as 7 million years.

THE GEOLOGIC COLUMN AND GEOLOGIC TIME

Figur 2.37 Geologisk datering.

Som tidigare nämnts har, framför allt beroende på havets växlingar, under årmiljonernas lopp sedimentation och erosion växlat inom olika områden på jordklotet. Man kan därför inte på en plats finna en fullständig lagerserie från kambrium, som började för 600 miljoner år sedan, upp genom **paleozoikum**, (kambrium, ordovicium, silur, devon, karbon och perm, = 370 miljoner år), genom **mesozoikum**, (trias, jura, krita, = 165 miljoner år) och **kenozoikum** = tertiärtiden (= 63 miljoner år), se figur 2.37. Överst på lagerföljden ligger de **kvartära bildningarna** med en högsta ålder av 2 miljoner år.

Var och en av de geologiska perioderna som här nämnts är i sin tur uppdelade i en mängd olika underavdelningar beroende på bildningssättet, fossilinnehåll m m. Denna uppdelning ges i skilda delar av världen olika provinsbetonade namn, bl a baserade på namnen på landskap eller orter, där de anträffats, eller namnet på upptäckaren.

Figur 2.38 visar en stratigrafisk principindelning. Det kan vara en svår uppgift, ibland nära nog omöjlig, att koppla samman beskrivningar av sedimentär lagerföljd från olika länder.

PALAEOZOIC — ORDOVICIAN STAGES

FORMAL AGE – SYSTEM / SUBSYSTEM		RADIO-METRIC AGE	ENGLAND & WALES		ESTONIA SWEDEN		AUSTRALIAN STAGES				NORTH AMERICAN STAGES 'SERIES' U.S.A.		NORTH AMERICAN SYSTEM / SUBSYSTEM	
ORDOVICIAN	UPPER		445	Ashgill	Hirnantian	Harju	Porkuni	Fii	Bolindian		Richmond	Cincinnatian	UPPER	
					Rawtheyan		Pirgu	Fic			Maysville			
					Cautleyan		Vormsi	Fib			Eden			
					Pusgillian		Nabala	Fia			'Trenton Group'			
			Caradoc	Onnian	Viru	Rakvere	F	Eastonian				Champlainian	MIDDLE	
				Actonian		Kurna	Oandu							Diii
				Marshbrookian		Keila	Dii							
				Longvillian		Jõhvi	Di							
				Soudleyan		Idavere	q.iii							
				Harnagian		Kukruse	Cii							
	LOWER	Llandeilo	Purtse	Uhaku	Cii	Gisbornian		Ashby	Champlainian	MIDDLE				
				Costonian	Aseri						E.ia	Marmor		
				Llanvirn	Onikan						Aluouja	Darriwilian		Whiterock
											Valaste			
		Harju	Castlemanian											
		Limba				Chewtonian								
		Arenig		Latorp	Bullnig			Bendigonian	Toufangian	Canadian	LOWER			
					Harju							Lancefieldian		
			Harju		Warendian									
			Ceratopyge			Datsonian								
Tremadoc	Iruan	Harju												
		Harju												
		Harju												
		Harju												

Figur 2.38 Stratigrafisk principindelning.

2.6 AKTIV GEODESIGN

Inledningsvis presenterades i denna skrift begreppet AKTIV GEODESIGN. Som en avslutning skall jag här närmare redogöra för detta begrepp och vilka erfarenheter som ligger bakom detsamma. Trots den starka utveckling som skett inom förundersökningsområdet för bergrum och tunnlar, t ex inom seismiken, inom borrhäls- och inom laboratortekniken, har man ännu inte kommit så långt att man på ett ekonomiskt försvarbart sätt i detalj kan förundersöka berget, så att man korrekt kan beskriva vad som skall möta bergsprängaren. I synnerhet gäller detta de sedimentära berglagren, där variationsmöjligheterna i bergguppbyggnaden synes vara oräkneliga och därmed också de geohydrologiska problemen. Med andra ord, bergets nyckfullhet måste vi böja oss inför.

Det är också numera sällan som ett bergarbete slutförs utan att entreprenören kommer och anmäler avvikelser från anbudshandlingarna som ligger till grund för kontraktet och hans fasta prissättning. Resultatet brukar bli extraräkningar och tyvärr i inte så få fall också tvist som drages inför domstol. Jag skulle vilja säga, att framför allt för långa tunnelprojekt är det praktiskt taget omöjligt att på förhand med hjälp av de mest sofistikerade undersökningsmetoder ge en sann bild av berggrundens växlande egenskaper och vattenföring, jfr figur 2.39 och 2.40. Det är mot den bakgrunden som begreppet aktiv geodesign har förts fram. I korthet kan den beskrivas på följande sätt.

Med aktiv geodesign menas att man modifierar projektet allteftersom sanningen om berget och dess egenskaper kommer fram under tunnelarbetets gång. Man binder sålunda icke projektet vid en detaljerad skrivbordsdesign, vare sig när det gäller utformningen eller val av metoder för drivningen, förstärkningen eller tätningen. Omfattningen av förstärkningsbehovet bestäms nere i tunneln från fall till fall.

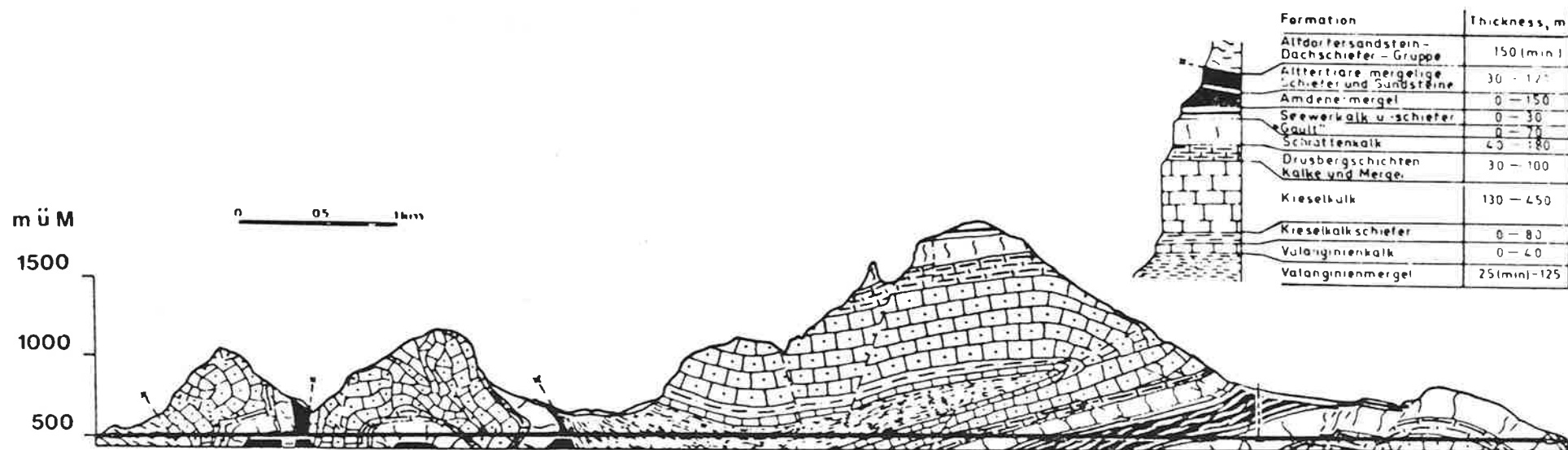
Till grund för tunnelprojektet, eller mera generellt, till bergprojektet, lägges en rekognoscering av erfarna berggrundsgeologer och hydrogeologer. Med hjälp av seismik av orienterande karaktär och orienterande borrhälsborrningar görs en orienterande projektering, på basis av vilken geologerna skall säga hur berggrunden och dess vattenföring kan påverka projektets kostnader. Denna projektering skall ligga till grund för upphandlingen.

Det viktiga är att entreprenören vid sidan av sitt fasta pris får lämna å-priser på alla de aktiviteter som kan bli nödvändiga och förorsakats av bergets beskaffenhet.

Allteftersom tunnelarbetena drivs och facit föreligger, bestämes erforderliga åtgärder för förstärkning och tätning. Bergmassans kvalitet i olika avsnitt uppmätes och "taxeras" enligt de separata priser per meter för sprängning respektive fullborrning som entreprenören lämnat.

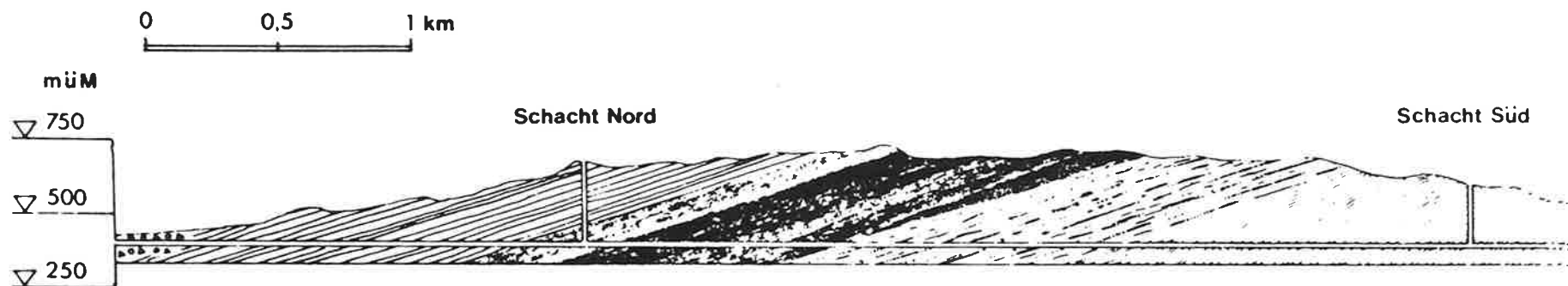
Ett triumvirat, bestående av representanter för beställaren, entreprenören och konsulten, bestämmer nere i tunneln från fall till fall de extraordinära åtgärder och variationer i drivnings-, förstärknings- och tätningsmetoder, som skall göras, samt uppmätningen och prissättningen av desamma.

En hypotetisk mängdförteckning skall från början göras på basis av den orienterande projekteringen, och mängdreglering ske med fasta å-priser.



Figur 2.39 En geologisk profil genom ett avsnitt i Alperna, redovisad i entreprenadhandlingarna för Seeligsbergs-tunneln. Bilden är vald för att visa de snabba växlingarna i en sedimentär bergmassas geologiska uppbyggnad.

56



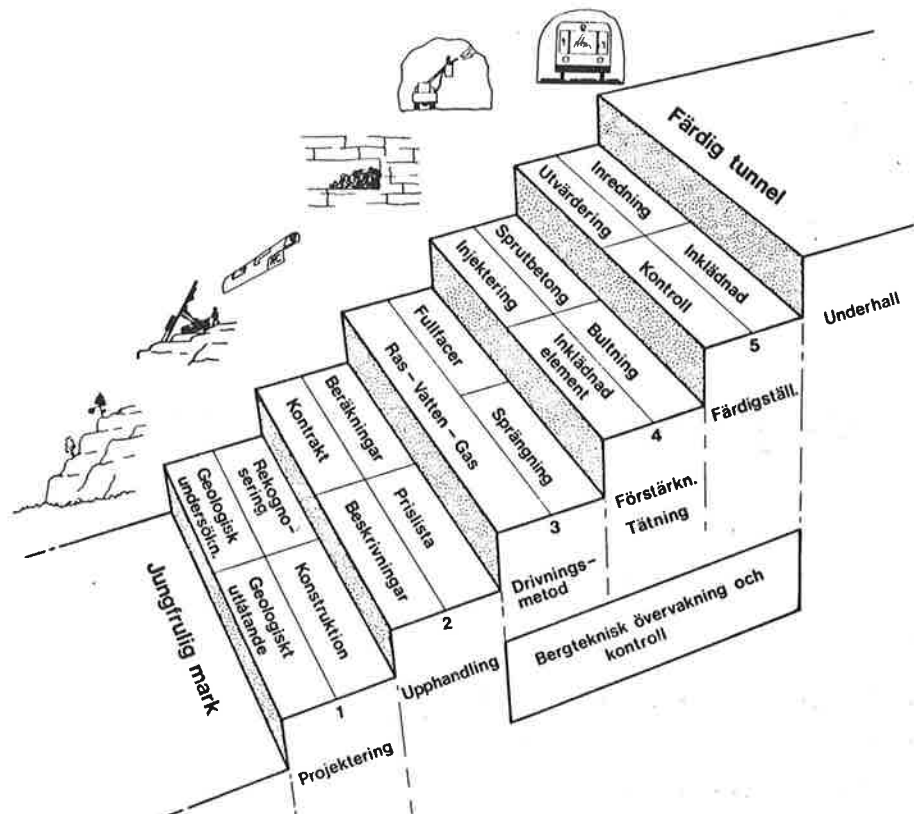
Figur 2.40 Phändertunneln är en nära 7 km lång biltrafiktunnel genom Alperna. De sedimentära bergartslagren har en växlande stupning men en likartad stupningsriktning. Här är stratigrafin mindre störd av veckning och förkastningar än i föregående exempel men är upprest i förhållande till sin ursprungliga horisontella lagring.

Skulle projektet på grund av oväntade ogynnsamma bergförhållanden bli alltför komplicerat skall också vid upphandlingen påpekas, att beställargruppen har möjlighet att modifiera det ursprungliga projektet genom att t ex i görligaste mån ändra tunnelns riktning eller utformning och/eller bergrummens orientering.

Aktiv geodesign ger otvivelaktigt en rättvisare upphandling, kortare anbudstid, förenklat anbudsförfarande, man minskar spelmomentet i entreprenaden och beställaren behöver inte känna sig lurad på extrakostnader.

För vanliga byggnadsmaterial (stål, tegel, betong etc) lämnas egenskapsspecifikationer och skadat material kasseras. När det gäller berg som konstruktionsmaterial får man hålla tillgodo med vad naturen bjuder och på platsen reparera alla fel och brister i detsamma. Om man betraktar alla de egenskapsvariationer som en bergmassa kan uppvisa och i synnerhet en sedimentär sådan är det uppenbart att man inte ens med de mest rigorösa bergundersökningar på förhand kan ge en detaljerad materialspecifikation för ett större bergprojekt. Problemet förenklas inte av det faktiska förhållandet att ju mer detaljerat man på förhand försöker beskriva en berggrunds byggnadsgeologiska egenskaper desto större blir risken att man hittar avvikelser som ger anledning till tvist. Väl medveten om detta förhållande späcker av ren självbevarelsedrift många geologer sina prognoser med reservationer som urvattnar utlåtandet.

En aktiv geodesign ger geologen och bergmekanikern möjligheter att genom analyser och prover direkt i tunnelväggen eller tunnelgaveln välja förstärknings-, tätnings- och drivningsmetoder samt att när facit föreligger kvantifiera omfattningen av olika åtgärder. De problem som mer eller mindre gissade prognoser ofta medför vid byggande i berg bortfaller sålunda vid AKTIV GEODESIGN-förfarandet.



Figur 2.41 Aktiv Geodesign - Under hela anläggningsskedet sker bergteknisk övervakning och kontroll vilken ligger till grund för styrning och kostnadsreglering.

2.7 LITTERATUR

Att arbeta i jord och berg utomlands. Rapport T1:1983, Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm 1983.

Knutsson, Gert & Morfeldt, C-O; Vatten i jord och berg. 1978.

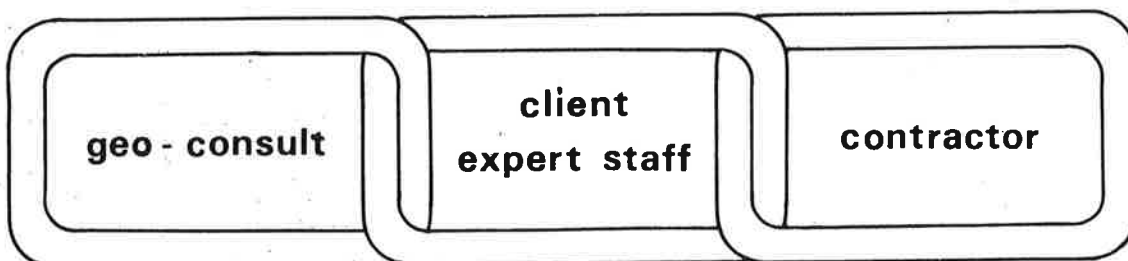
Loberg, Bengt; Geologi. P A Norstedt o söner, Stockholm 1980.

Morfeldt, C-O; Bergrum och tunnlar. Byggnadsgeologisk uppföljning och kartering. Rapport R15:1976. Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm 1976.

Morfeldt, C-O; Geologisk översikt. Ur: Stenhandboken. Sveriges Stenindustriförbund, 1957.

Reading, H G; Sedimentary environments and facies. University of Oxford 1980.

Active engineering - geological - design



3 FÖRUNDERÖKNINGAR

Anders Carlsson

3.1 INGENJÖRSGEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Vid såväl planering av en förundersökning som vid genomgång av befintligt förundersökningsresultat måste olika geologiska, bergmekaniska och hydrogeologiska faktorer beaktas. Dessa faktorer utgörs i första hand av de egenskaper, som har direkt betydelse för anläggningens funktion och utformning, byggnadstekniska krav såsom tätnings- och förstärkningsinsats samt den totala kostnadsuppskattningen. Det är härvid av vikt, att samspelet mellan byggnadskomplexet och bergmassan betraktas som en process, vilken börjar vid byggstart och fortsätter under anläggningens livstid, och att hänsyn tas till detta vid bedömning av anläggningens framtida funktion (figur 3.1).

Berganläggningens utformning, orientering och förstärkningsbehov etc beror på såväl geologiska, hydrogeologiska som bergmekaniska förhållanden. Detta innebär, att en kombination av metoder är nödvändig för att möjliggöra en total bedömning av de tekniska konsekvenserna av en viss geologi. Vid val av förundersökningsmetod eller vid bedömning om lämpliga metoder använts vid en redan genomförd undersökning är det väsentligt att definiera anläggningstekniska parametrar.

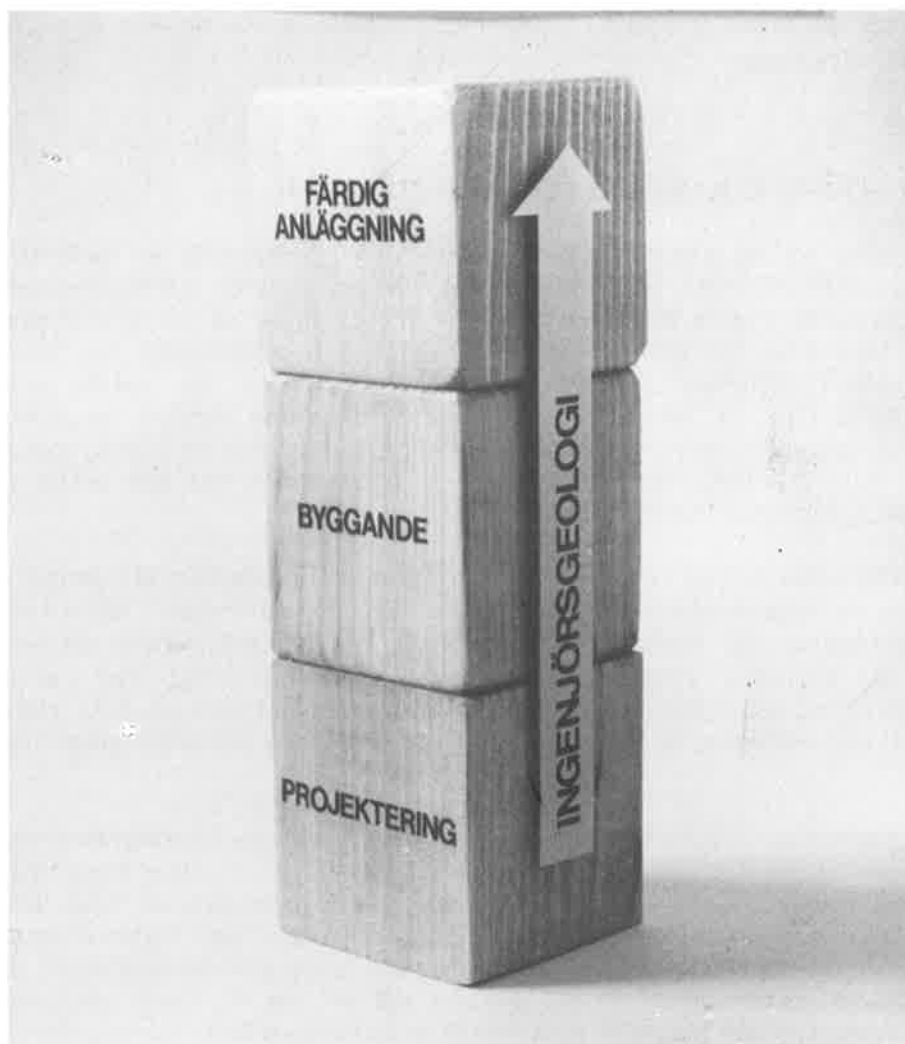
Detta avsnitt kommer att något beröra anläggningens funktion, byggnadstekniska krav och den geologiska miljön. Det är av vikt, att först konkretisera vilka faktorer, som har en avgörande teknisk betydelse. Med utgångspunkt från detta kan lämplig undersökningsstrategi och undersökningsmetod väljas. Detta innebär, att uppläggningsen av en förundersökning, valet av undersökningsmetoder och undersökningsintensitet varierar från ett projekt till ett annat. Varje undersökning måste anpassas till det aktuella projektets specifika villkor, och en särskild undersökningsstrategi utarbetas för varje projekt. I förundersökningssammanhang existerar således inte begreppet standardundersökning.

3.1.1 Anläggningens funktion

Mängden av geologisk information i relation till anläggningens funktion styr val och omfattning av förundersökningsmetoder, t ex genom att en viss typ av anläggning måste uppfylla speciella krav. Ett bergrumslager för deponering av exempelvis radioaktivt avfall ställer således högre krav på prognosticering av bergmassans vattenförande förmåga och kontaminationstransport än ett motsvarande bergrum för lagring av ofarliga produkter.

3.1.2 Geografiskt läge

En undermarksanläggningens geografiska läge har också betydelse för vilket krav, som ställs på bergmassans täthet och därmed på förundersökningsinsatsen. En tunnel i ett urbaniserat område kräver t ex vanligtvis omfattande undersökningar för att bedöma tätningsbehovet med avseende på risk för grundvattensänkning i jämförelse med en tunnel i obebyggda områden.



Figur 3.1 Ingenjörsgelogiska undersökningar ökar väsentligt möjligheterna till en god projektekonomi, en stabil konstruktion och säkra arbetsförhållanden. Detta förutsätter dock att den ingenjörsgelogiska undersökningen utförs under samtliga projektstadier - från projektering till färdig anläggning.

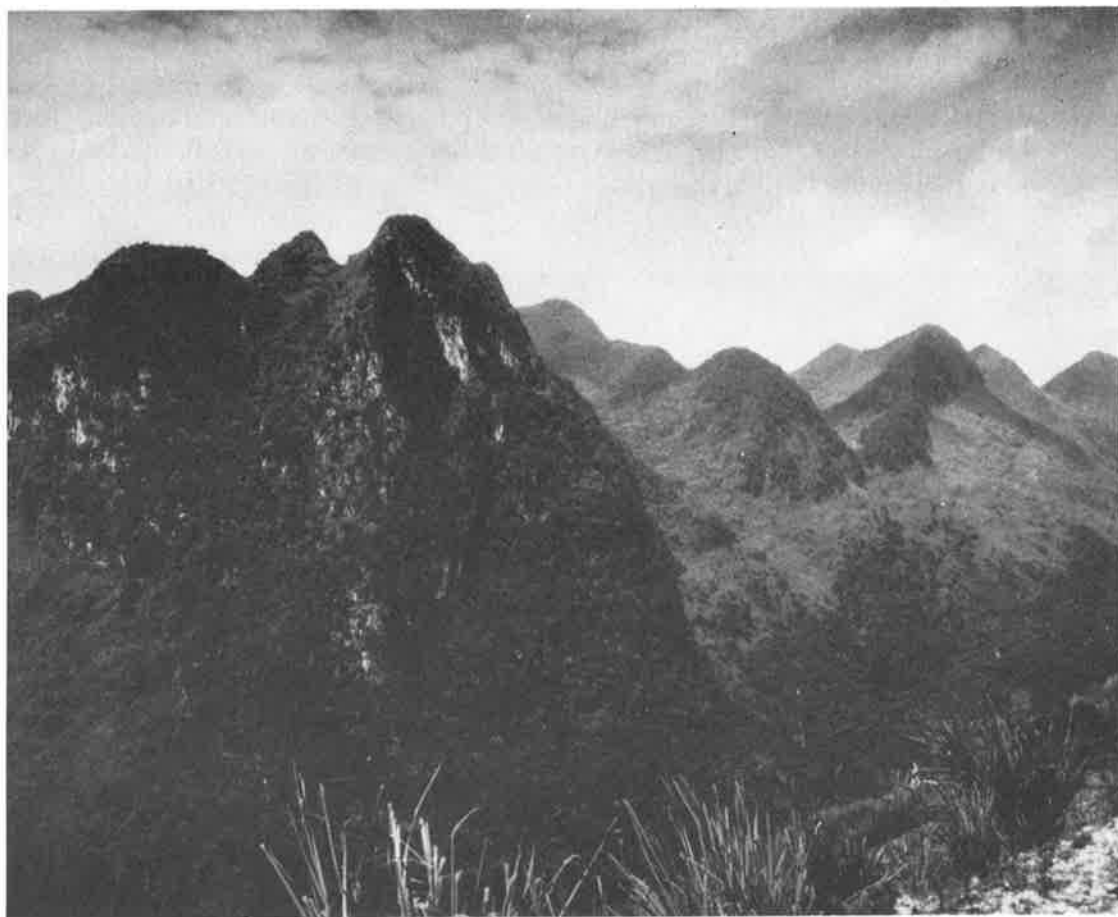
3.1.3 Topografiska förhållanden

De topografiska förhållandena inom ett planerat anläggningsområde har betydelse för metodval och undersökningsintensitet, genom att tillgängligheten kan variera väsentligt från ett område till ett annat.

I områden med flack topografi är ofta etableringskostnaden för exempelvis borrhning förhållandevis låg samtidigt som tunnarna normalt är belägna relativt ytligt, vilket innebär låg borrhningskostnad per undersökningshål. Geofysiska undersökningar kan också utföras effektivt såväl ur kostnads- som resultatsynpunkt. Detta förhållande gäller exempelvis vattenkrafttunnlar. Vid djupförläggning av radiakförvar eftersträvas normalt en flack terräng.

Förundersökningar i kuperad terräng blir mer komplicerade och kostnadskrävande. Tillgängligheten försvåras och tunnarna ligger till större delen på större djup under bergytan, vilket medför högre borrhålskostnad per undersökningshål. Detta kan t ex få betydelse för hur många borrhål, som utförs längs en tunnellinje, eftersom den uppskattade totala undersökningskostnaden har en tendens att styra förundersökningens omfattning. Beställaren kan välja att minska förundersökningsinsatsen under projekteringsstadiet och i stället lägga en del av kostnaden på undersökningar under byggskedet, exempelvis i form av försondering från tunnelgaveln.

I starkt kuperade bergområden accentueras svårigheterna. Bergtäckningen kan uppgå till flera hundratals meter och i vissa fall finns ingen realistisk möjlighet att utföra borrhningar. Även möjligheterna för geofysiska mätningar begränsas avsevärt. Den bergtekniska prognosen måste i sådana lägen i huvudsak baseras på ytkartering och flygbildstolkning, och försonderingar från tunnelgaveln blir nödvändiga. Rent generellt minskar prognosmöjligheterna och därmed prognossäkerheten med ökade terrängsvårigheter (figur 3.2).



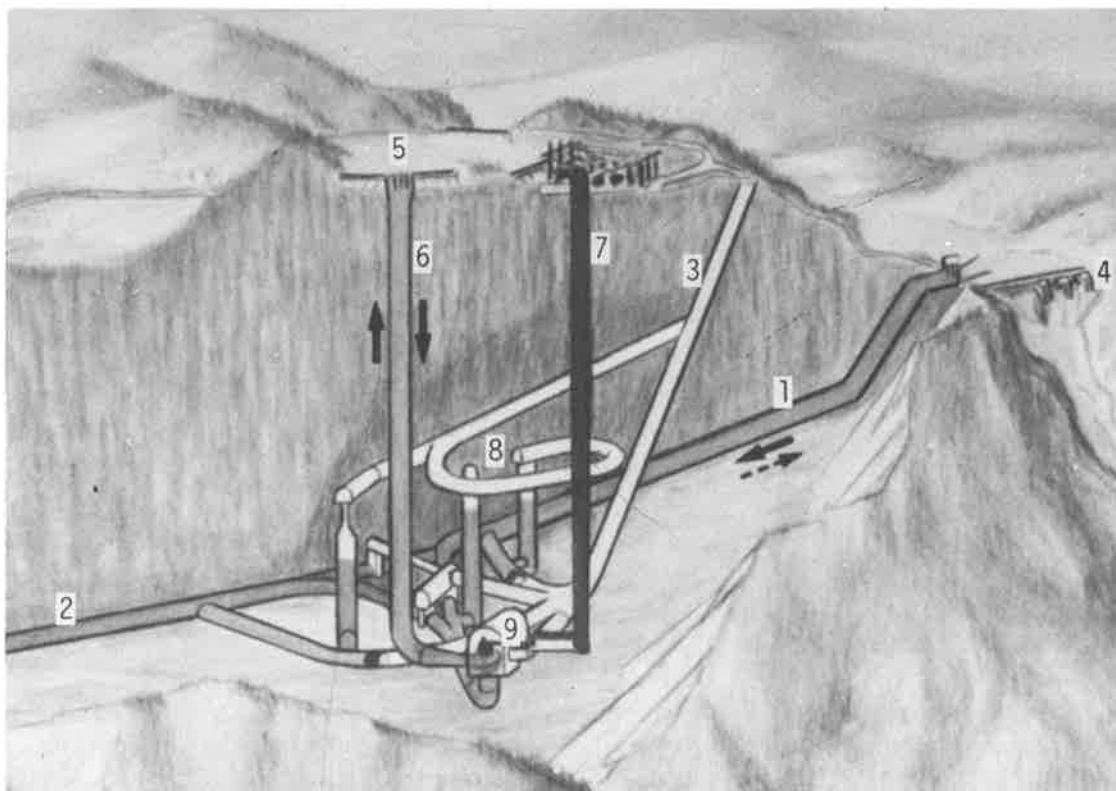
Figur 3.2 I starkt kuperade områden kan förundersökningen bli komplicerad och kostnadskrävande. Bilden visar en del av anläggningsområdet för Lubuge kraftstation i provinsen Yunnan i södra Kina, där topografin medförde begränsningar avseende borrhning och seismiska undersökningar.

3.1.4 Layout och design

Anläggningens planerade layout påverkar förundersökningen. Av flera skäl kan en berganläggnings placering och utsträckning vara mer eller mindre fastlåst, vilket i förening med topografin innebär naturliga begränsningar av förundersökningsinsats och metodval. I samband med vattenkraftutbyggnad kan ofta mycket långa tillopps- och avloppstunnlar förekomma, liksom att maskinstationen har en betydande bergtäckning (figur 3.3). Om exempelvis maskinstationen ligger på 300 m djup under bergytan, medför detta en hög kostnad för undersökningsborrningen. Borrhålen måste därför utnyttjas maximalt genom olika typer av borrhålsmätningar. I de fall där spännvidden är stor och/eller i områden med tidigare kända problem, som orsakats av bergspänningar, kan det vara av särskilt intresse att utföra bergspänningsmätningar.

3.1.5 Prognosnivå

Kravet på prognos kan variera mellan vida gränser, och den önskade prognosnivån har givetvis en avgörande betydelse för förundersökningsinsatsen. Med prognosnivå menas bedömd säkerhetsgrad hos prognosen uttryckt som verkligt utfall i förhållande till prognoserat värde (100%). En förundersökning som enbart skall ligga till grund för en feasibility study och ett fall där prognosen skall utgöra underlag för bygg- och anbudshandlingar skiljer sig i såväl uppläggning som undersökningsintensitet. Det är därför av vital betydelse, att syftet med en förundersökning definieras i initialskedet.



Figur 3.3 Maskinstationen vid Juktan kraftstation. 1. Tilloppstunnel. 2. Avloppstunnel. 3. Tillfartstunnel. 4. Dam. 5. Magasin. 6. Tilloppstub. 7. Skenschakt. 8. Svallgalleri. 9. Maskinhall.

Samtidigt är det väsentligt att påpeka, att informationstyngden av en förundersökning, oberoende av prognosnivå, kan variera från tillräcklig information för exempelvis generalentreprenad eller anbudshandlingar till i princip helt otillräckligt för detta ändamål. Detta sammanhänger bl a med de ovan beskrivna konsekvenserna av topografin men även med anläggningens layout.

Om informationstyngden visar sig vara otillräcklig krävs ett undersökningsprogram under byggskedet, vilket tillåter korrigeringar under exempelvis en tunneldrivning. I det sistnämnda fallet påverkas kontraktskrivningen i samband med entreprenader, men dessutom är insikt och förhandlingsvilja hos de inblandade i ett projekt av stor betydelse för ett godtagbart slutresultat. Med informationstyngd menas betydelsen av erhållna bergtekniska data vid tolkningen av bergtekniska förutsättningar eller vid val av konstruktionsparametrar (BeFo 18).

3.1.6 Byggnadstekniska krav

De byggnadstekniska krav som uppställs för en anläggning kan skilja sig väsentligt från varandra, bl a beroende på anläggningens funktion. Det kan gälla täthet, förstärkningar med avseende på stabilitet, kemisk och fysikalisk beständighet, jordbävningssäkerhet etc.

Vad gäller byggnadstekniska krav på förstärkningar är det nödvändigt att i initialskedet klarlägga huruvida förundersökningsresultaten skall ligga till grund för en bedömning av det permanenta förstärkningsbehovet, eller om underlaget enbart skall avse driftförstärkningar under byggnadstiden. Med avseende på långtidsstabiliteten är den kemiska och fysikaliska beständigheten av stor betydelse. För att erhålla relevanta uppgifter i detta hänseende är speciella undersökningsmetoder nödvändiga, bl a grundvattenkemiska provtagningar och analyser. För att möjliggöra en bedömning av vilka faktorer som bör undersökas för långtidsstabilitet är det också nödvändigt att i initialskedet känna till anläggningens avsedda livslängd. Skall anläggningen klassas som jordbävningssäker med utgångspunkt från vissa antagna seismiska intensiteter måste uppläggningen av förundersökningen anpassas därtill.

Ur entreprenörens synvinkel är viss information av särskilt stort värde. Olika förseningar orsakade av oväntade bergutfall, plötsliga och stora vatteninbrott eller olämpligt vald maskinutrustning inträffar ofta under byggnadstiden. De ekonomiska konsekvenserna kan vara betydande, varför det är av vikt, att förundersökningen möjliggör, att geologiska egenskaper kan uttryckas i tekniska termer, exempelvis i form av erforderlig förstärkning (figur 3.4).

3.1.7 Geologiska förhållanden

Förutom topografin har den geologiska uppbyggnaden betydelse för metodval och tolkning. Gemensamt för varje undersökning är dels att bedöma de geologiska förhållandena inom aktuellt område, dels att bedöma de bergtekniska egenskaperna hos bergmassan. Undersökningen skall således utföras och resultaten presenteras på ett sådant sätt, att de bergbyggnadstekniska konsekvenserna kan bedömas.



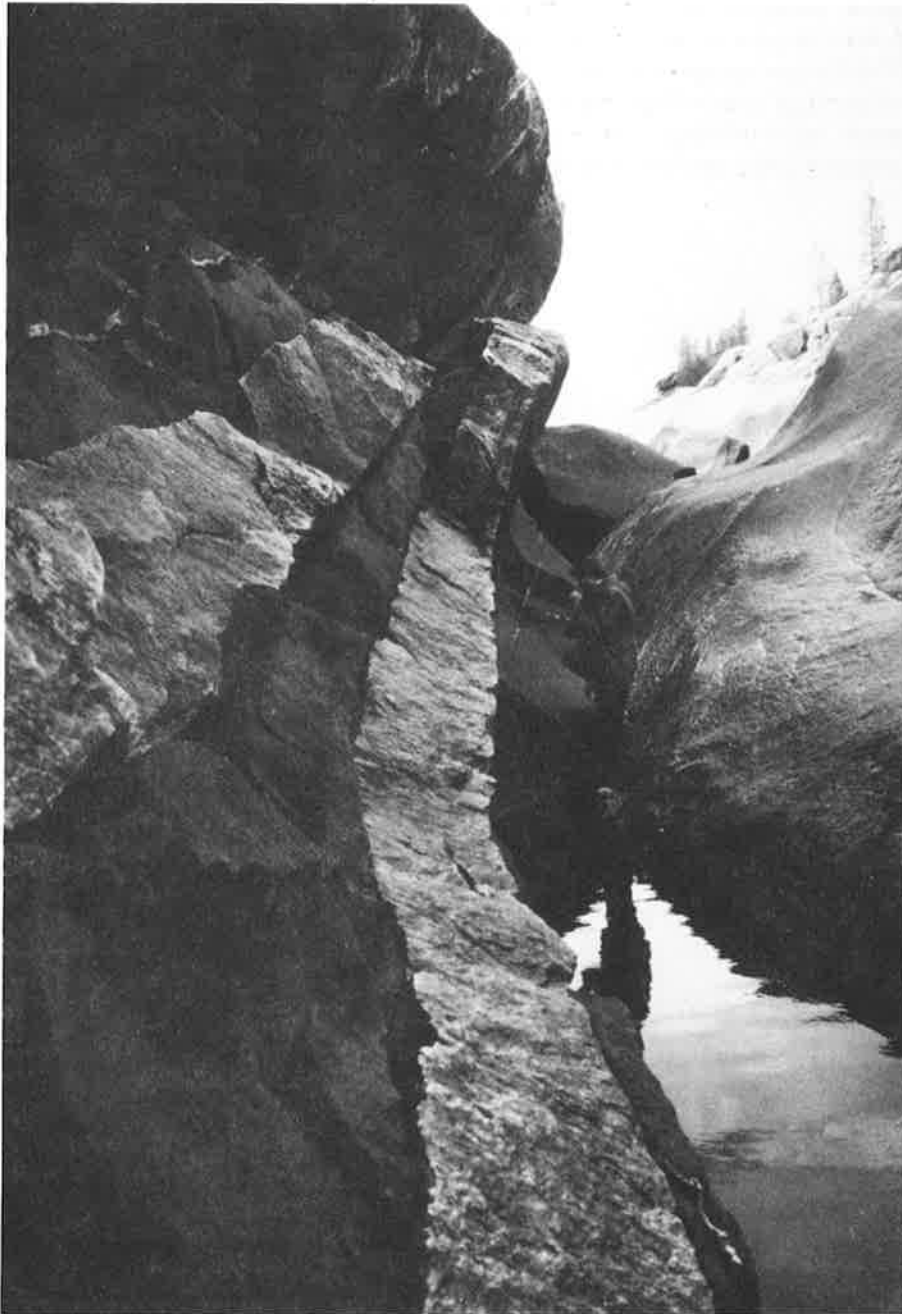
Figur 3.4 Platsgjutna förstärkningsbågar i Ligga avloppstunnel.

Byggnad i såväl svagt som starkt berg påverkas i alla dess stadier av den geologiska omgivningen. De geologiska förutsättningarna varierar oftast inom ett planerat anläggningsområde, d v s de geologiska egenskaperna kan variera från ett tunnelavsnitt till ett annat. Det är därför önskvärt, att i ett tidigt projektskede ha goda kunskaper om områdets geologiska karaktär för en trovärdig bedömning av byggtiden och den totala byggkostnaden.

Effektiviteten av berguttaget är intimt sammankopplad med hur väl maskinutrustningen är anpassad till de rådande geologiska förhållandena. Under själva byggskedet finns vanligtvis små möjligheter att radikalt ändra uttagsmetod eller maskinutrustning utan väsentliga kostnadsökningar. Tolkningen i ett tidigt projektskede av de geologiska förhållandena överfört till tekniska avväganden vad gäller uttagsmetod har följaktligen stor betydelse för den totala drivningskostnaden. Samma förhållande gäller erforderliga tätnings- och förstärkningsåtgärder, som i hög grad påverkar tunneldrivningens effektivitet. Hur väl den prognoserade indriften och den uppskattade kostnaden för tunneldrivningen överensstämmer med det verkliga utfallet är till stora delar ett resultat av hur väl de geologiska förhållandena överensstämmer med prognosen.

Den geologiska uppbyggnadens komplexitet medför alltid i mindre eller högre grad svårigheter vid val av undersökningsmetod och tolkning av geologin. Möjligheterna att överföra geologiska data från ytkarteringar, geofysiska undersökningar och borrhål till tunnelnivå varierar med den geologiska miljön och graden av tektonisering. Skillnader i tillförlitlighet kan vara avsevärda mellan exempelvis sedimentära och eruptiva bergarter. På grund av de sedimentära bergarternas bildningsätt kan projicering och extrapolering av geologiska data i

dess bergarter vara mer tillförlitliga med avseende på exempelvis lagertjocklek och lagerstupning. Å andra sidan kan just sedimentbergarternas bildningssätt komplicera bedömningen av bergmekaniska egenskaper på grund av lokala betingelser. Projicering av olika typer av strukturer från bergytan ned till djupare nivåer kan också innebära stora skillnader vad avser tillförlitligheten. Större strukturer som påträffas vid bergytan är möjliga att med relativt stor säkerhet extrapolera till stora djup medan stor försiktighet måste iakttas vid extrapolering av mindre strukturer (figur 3.5).



Figur 3.5 Amfibolitgångar i granit.

3.1.8 Sammanfattning

Denna översiktliga beskrivning av några faktorer, som påverkar undersökningsstrategin, indikerar några skillnader mellan olika förundersökningar vad avser planering, genomförande och information. Varje förundersökning måste skräddarsys för det aktuella projektet och en undersökningsstrategi utarbetas med utgångspunkt från de krav och förutsättningar som gäller.

Innan en förundersökning påbörjas studeras vissa faktorer som har direkt betydelse för undersökningens uppläggning. Av dessa faktorer torde den planerade anläggningens funktion och den geologiska miljön betraktas som mest signifikanta. Det kan givetvis vara svårt, och i vissa fall omöjligt, att i ett tidigt skede erhålla tillförlitliga uppgifter om de byggnadstekniska kraven. Däremot är det av vikt, att allvarliga ansträngningar görs för att inhämta täckande uppgifter i ett så tidigt skede som möjligt, eftersom undersökningsstrategin och därmed möjligheten att erhålla information till så stor del beror av ovan nämnda faktorer.

3.2 MÅLSÄTTNING

Avsikten med en förundersökning är att ge tillräcklig information om bergmassans karakteristika, strukturer och grundvattenförhållanden för att man därigenom skall kunna uppskatta ett anläggningsområdes lämplighet ur teknisk och ekonomisk synpunkt.

Förundersökningen måste också ge underlag för bedömning av lämplig uttagsmetod och förstärkningsmetodik. Omgivningspåverkan kan ske på stora avstånd från anläggningen och då främst i form av störningar och förändringar i grundvattensystemet. Resultaten från förundersökningen skall ligga till grund för en bedömning av denna eventuella påverkan. Förundersökningarna bör också kunna ge anvisningar om möjliga, alternativa anläggningsområden eller lämpliga justeringar inom planerat område. I samband med exempelvis vattenkraftanläggningar sker ofta en utbyggnad i flera etapper och i detta sammanhang har resultaten från tidigare förundersökningar och byggnadsgeologiska undersökningar som utförts under anläggningstiden stort ekonomiskt och tekniskt värde.

Den primärinformation och den tolkning som presenteras i en förundersökning är väsentlig för såväl beställaren (ägaren), konstruktören som entreprenören. Beställaren skall med utgångspunkt från förundersökningen kunna bedöma projektets tekniska lämplighet, tillförlitlighet och totalekonomi. Konstruktören lägger resultatet till grund för en bedömning av bergmassans uppträdande och egenskaper, vilket möjliggör bedömning av layout och uppskattningar av nödvändiga förstärkningar. Entreprenören skall på basis av förundersökningsresultaten ha möjlighet att optimera uttagsmetod, maskinutrustning, förbereda sig för prognoserade svårigheter etc.

3.3 PLANERING OCH GENOMFÖRANDE

En förundersökning genomförs normalt i flera steg. I figur 3.6 redovisas ett flödesschema för uppläggning av en förundersökning. Detta kan i princip tillämpas vid de flesta typer av förundersökningar. Varje steg syftar till att successivt närma sig exempelvis den bästa tunnelsträckningen, en lämplig geometrisk orientering av anläggningen etc. Ordningsföljden och antalet steg kan givetvis variera från en undersökning till en annan, men flödesschemat ger en allmän och god bild av genomförandet.

Som tidigare nämnts måste varje undersökning anpassas till det aktuella projektet och därför bör figuren enbart betraktas som en grov vägledning. Grundfilosofin vid planeringen och genomförandet bör vara att, avgöra vilken information som är nödvändig med utgångspunkt från de krav och förutsättningar, som gäller för projektet, samt att successivt öka kunskapen i takt med undersökningens framåtskridande. En hög grad av flexibilitet bör finnas i arbetsgången. Undersökningsmetoderna kan t ex behöva ändras på grund av geologiska variationer eller ändrade tekniska krav.

I initialskedet (jmf steg 1 i figur 3.6) är det väsentligt, att syftet och frågeställningarna klart definieras. I och med att frågeställningen är definierad följer ett andra steg, vilket innebär att befintliga data från anläggningsområdet samlas, bearbetas och värderas. En stor mängd information om förhållandena inom området kan i många fall finnas tillgänglig, såsom topografiska och geologiska kartor, satellit- och flygbilder, geologiska, geotekniska och tekniska rapporter. Andra exempel på tillgänglig information kan vara meteorologiska, hydrologiska och seismologiska data. Det är också av stort värde om en översiktlig rekognosering kan göras så tidigt som möjligt och helst i samband med insamlandet av befintligt material.

Med utgångspunkt från den preliminära förväntningsmodellen och undersökningens definierade frågeställningar skall man bedöma, vilka uppgifter som ytterligare behövs. Planeringen av de aktiviteter som krävs för att erhålla dessa uppgifter ligger som det tredje steget i den uppläggning, som redovisas i figur 3.6.

Kostnaden för en förundersökning är vanligtvis låg i förhållande till den totala projektkostnaden och kan genom en väl genomtänkt planering ytterligare reduceras. Vid begränsad budget måste önskemål om information prioriteras. Förundersökningskostnaden bör dock ej ställas i relation till den totala projektkostnaden utan främst till värdet av den information man får, d v s minskad risktagning, kostnadsbesparing etc.

Innan de egentliga förundersökningarna startar bör den information som insamlats på basis av tillgängliga data och i samband med den översiktliga rekognoseringen sammanfattas i en rapport. Rapporten bör innehålla en redogörelse för det arbete som utförts, vilka informationskällor och material i form av kartor, rapporter o dyl som utnyttjats, en preliminär och översiktlig bedömning av anläggningsområdets geologiska förhållanden och bergmassans karakteristika kopplat till projektförutsättningarna. Geologin i området och bergmassans egenskaper kan lämpligen redovisas i form av en provisorisk plankarta, där även de tektoniska huvuddragen framgår samt provisoriska geologiska längdsektioner med angivande av troliga variationer i egenskaper hos bergmassan och grundvattenförhållandena. I rapporten bör också ingå rekommendationer och förslag till fortsatta undersökningar. Den preliminära rapporten skall kunna ingå i en feasibility study, kunna utgöra ett diskussionsunderlag för lokalisering av anlägg-

**FUNCTION
No.**

DESCRIPTION

1

DEFINE OBJECTIVES
— ASK QUESTIONS

2

COLLECT & ASSESS EXISTING
DATA — DEVELOP TENTATIVE
SITE MODEL

3

PLAN WORK TO FILL
IN GAPS — ACTIVITY
CHART

4

PREPARE COST
ESTIMATE

5

CARRY OUT ACTIVITIES
TO DETERMINE SEMI-
QUANTITATIVE MODEL
(ENG. — GEOLOGICAL)

6

QUANTIFY THE MODEL
— FIELD & LAB. TESTS

7

ANALYSIS — ANSWER
THE QUESTIONS

FEED BACK — CHECK

NOTE:

This diagram is conceptual only and should not be considered as representing a sequence of distinct activities in rigid order.

Figur 3.6 Flödesschema för genomförande av en förundersökning (ISRM, 1975).

ningen, såsom djupläge, orientering, tunnelsträckning och preliminär lokalisering av exempelvis tunnelpåslag. Rapporten skall också kunna användas som underlag för mera detaljerade lägesanvisningar för seismiska linjer, utplacering av borrhål, läge för särskilda undersökningar och speciella undersökningsintensiva områden.

Planeringen och genomförandet av den egentliga förundersökningen kan sålunda i regel ske med viss kunskap om förhållandena i anläggningsområdet och med en preliminär uppfattning om anläggningens orientering, djupläge, tunnelpåslag etc. Som framgår av det femte steget i figur 3.6 kompletteras den geomekaniska modellen med insamlade ingenjörsgelogiska data. Fält- och laboratorieundersökningar utförs parallellt med den övriga undersökningen, vilket skall ge möjlighet att kvantifiera de i modellen ingående kritiska parametrarna.

Det sista steget i flödesschemat anger analysdelen och utifrån den besvaras de frågor, som uppställdes i initialskedet. Kan frågorna besvaras med tillräcklig tillförlitlighet kan undersökningen betraktas som avslutad. Är det däremot inte möjligt att besvara frågorna nöjaktigt, eller saknas uppgifter, är det i detta läge möjligt att gå tillbaka ett antal steg i arbetsgången och komplettera med ytterligare undersökningar tills godtagbart resultat erhålls.

Den här beskrivna arbetsgången, som är föreslagen och rekommenderad av International Society of Rock Mechanics, kan i princip tillämpas vid varje undersökning av de geologiska förhållandena vid en anläggning oberoende av projektets storlek och omfattning. Undersökningsintensiteten och undersökningsmetoder kan självfallet skilja sig från en anläggning till en annan, liksom att nya data kan leda till ändrad strategi, modell m m.

Efter fält- och laboratorieundersökningens genomförande presenteras resultaten i en rapport, som bör innehålla bl a en beskrivning och redovisning av planeringsarbetet, undersökningsmetoder, undersökningsdata från fält- och laborietester, plankartor och sektioner som sammanfattar och beskriver erhållen information. I rapporten bör som en väsentlig del ingå ett kapitel, där undersökningsresultaten diskuteras i förhållande till anläggningens funktion, layout, design och byggnadstekniska krav och förutsättningar. Eventuella problem under såväl byggskedet som efter anläggningens färdigställande prognosticeras. Kompletterande undersökningar, förslag till mätprogram, observationer etc före och under byggnadstiden bör ävenledes redovisas.

I samband med många undermarksanläggningar är undersökningar under byggnadstiden av största betydelse. Det är inte under några omständigheter möjligt, att med förundersökningar från markytan före byggskedet av exempelvis en tunnel erhålla heltäckande information om bergmassan och dess egenskaper. Det är således inte heller möjligt att till fullo förutse, vilka faktorer som kommer att ha en negativ inverkan på undermarksarbetena och på konstruktionen och inom vilka avsnitt detta kommer att inträffa. Mot denna bakgrund är det av vikt, att en förundersökning även inbegriper en undersökningsdel under byggnadstiden. I takt med att de verkliga förhållandena blir kända och kartlagda är det möjligt, att konfirmera eller korrigera de förutsägelser som gjordes med ledning av resultaten från undersökningarna före byggskedet. Den information, som härvid framkommer kan ha stor betydelse för exempelvis optimering av arbetsmetoder och arbetsrutiner, förstärknings- och tätningsmetodik. Vid de anläggningar, där terrängförhållandena mer eller mindre omöjliggör förundersökningar från markytan, är givetvis undersökningar under byggnadstiden en nödvändighet.

Sammanfattningsvis kan sägas, att en förundersökning i huvudsak bör omfatta fyra undersökningsskeden, börjande med en preliminär undersökning där främst tillgängligt material insamlas och bearbetas. Med utgångspunkt från denna undersökning kan en preliminär förväntningsmodell av anläggningsområdet upprättas. Det andra skedet utgörs av den egentliga förundersökningen, där resultaten erhålls genom fältarbeten samt fält- och laboratorieförsök. Dessa förundersökningar genomförs normalt i flera steg för att successivt öka kunskapen om bergmassan inom anläggningsområdet, tills dess att ett godtagbart resultat erhållits. Det tredje undersökningsskedet omfattar undersökningar under byggnadstiden, vilket innebär att relevanta bergtekniska data insamlas och bedöms i takt med byggnadsarbetenas framåtskridande. Denna senare undersökning bidrar i hög grad till att tekniskt försvarbara förstärkningsåtgärder utförs och ökar personsäkerheten vid undermarksbyggande. Det har även betydelse vid en eventuell framtida projektutbyggnad. Det fjärde steget omfattar utvärdering av prognosutfall och dokumentation.

3.4 UNDERSÖKNINGSMETODER

I samband med ett ökat utnyttjande av undermarken under de senaste decennierna och i takt med ökade byggkostnader har ett stort antal förundersökningsmetoder och tillhörande utrustning utvecklats. I många länder har också de tekniska kraven skärpts ur såväl säkerhetsmässig som miljömässig synpunkt, vilket medfört en ytterligare intensifiering av metodutvecklingen.

Under denna kapitelrubrik sammanfattas de vanligast förekommande undersökningar, som i kombination med varandra används för att erhålla underlag för design, byggande och underhåll av en undermarksanläggning.

Metoderna skall tillsammans möjliggöra identifiering och tredimensionell projicering av olika bergartsenheter inom den aktuella bergmassan, vilket kräver kunskap om exempelvis sedimentbergarternas stratigrafi och sprickgrupper, spricksystem, foliation i eruptiva och metamorfa bergarter. Genom en kombination av lämpliga undersökningsmetoder är det möjligt att lokalisera sekundära strukturer såsom förkastningar, veckade strukturer, skjuvzoner, breccierade zoner och sprickzoner. I bästa fall kan man också uppskatta risken för ogynnsamma grundvattenförhållanden, eventuella gasförekomster, onormalt höga temperaturer i bergmassan etc. Osäkerheten vid projicering av strukturer kan dock vara stor, vilket framgår av figur 3.7.

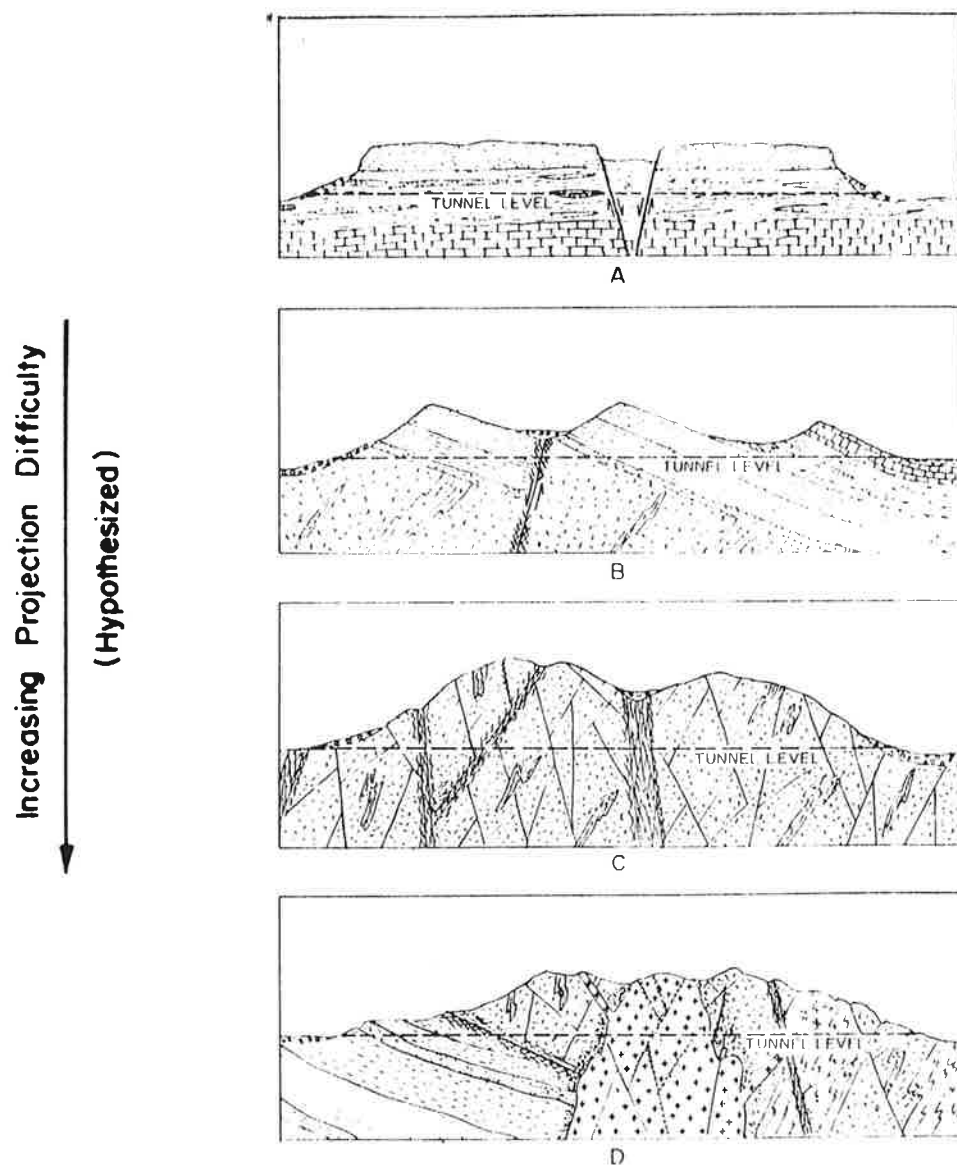
Områdets allmänna karaktär kan begränsa användande av seismiska undersökningar i bebyggda områden. Borrning och borrhålsundersökningar kan i många fall försvåras av otillräcklig vattenförsörjning. I de fall där krav ställs att utnyttja inhemsk utbildad personal vid förundersökningarna kan vissa metoder vara svåra att använda av både säkerhetsmässiga och tekniska skäl.

Beskrivningen nedan av olika undersökningsmetoder är i huvudsak en sammanfattning av de rekommendationer avseende förundersökningsteknik, som utarbetats av ISRM (1975). Dessa rekommendationer används i de flesta internationella sammanhang som vägledning vid olika typer av förundersökningar och de metoder som där anges är fortfarande användbara och aktuella. Beskrivningen baseras dessutom på den av British Standard Institution utgivna Code of practice for site investigations (1981).

3.4.1 Kartor, fotogrammetri och flygbildstolkning

Vid i stort sett alla typer av förundersökningar måste någon form av kartunderlag finnas för planeringen och genomförandet. I detta sammanhang torde den topografiska kartan vara den mest användbara. De topografiska kartbladen i skala 1:50 000 som finns i Sverige är till stor hjälp vid exempelvis en allmän bedömning av tektoniska huvuddrag inom ett område. I många länder saknas emellertid denna typ av kartor, men flygbilder som tagits fram för militära och civila ändamål är relativt vanligt förekommande. Om dessa bilder är tillgängliga kan de vara av stor nytta för framställning av topografiska kartor eller för direkt flygbildstolkning.

Regionala kartor med skala mindre än 1:10 000 framställs vanligtvis på fotogrammetrisk väg, medan topografiska kartor i större skala framställs med hjälp av fotogrammetriska metoder i kombination med fältrekognoseringar. Vilken skala som väljs sammanhänger till stora delar med projekttyp och projektskede. Hur informationen skall presenteras på den färdiga kartan är beroende av och anpassas till det aktuella projektet.



- A. Horizontal Sedimentary Strata
- B. Tilted Sedimentary Strata with Crystalline Basement
- C. Crystalline Igneous Formation
- D. Crystalline Igneous Formation with Adjacent Metamorphics

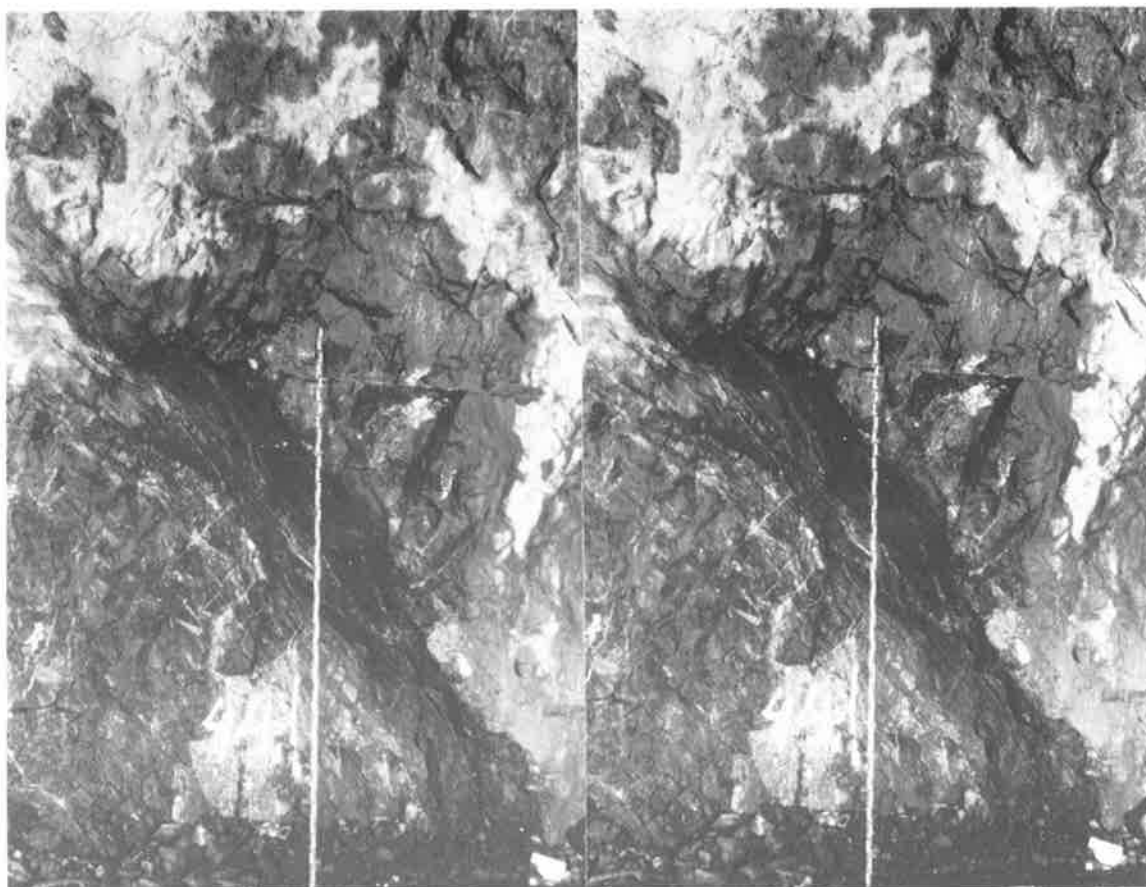
Figur 3.7 Olika grad av prognossäkerhet vid projicering av bergartsenheter och strukturer (Dowding and Miller, 1975).

Fotografierna är vanligtvis tillgängliga i skalor som är lämpliga för framställning av kartor och ritningar. Vid undersökningar av mindre och begränsade områden är skalorna 1:500, 1:1 000 och 1:2 500 att föredra, medan skalorna 1:5 000 till 1:20 000 är mer lämpliga för regionala undersökningar. En vanlig vertikal flygbild är inte skalriktig, men ortografiska kartor som utgörs av rektifierade och därmed skalriktiga fotografier erbjuder ett lämpligt alternativ till konventionell karta eller ritning.

Flygbilder kan ofta användas till att identifiera strukturer som har en direkt byggnadsteknisk betydelse såsom geologiska lineament, t ex lagergränser, förkastningar, jord- och bergartsgränser, vegetationstyper, dräneringsvägar etc (figur 3.8). Flygbildstolkning är speciellt värdefull i områden där tillgängligheten är begränsad och vid identifiering av allmänna makrostrukturella huvuddrag, vilka vanligtvis inte är möjliga att upptäcka från markytan, men som kan indikera förkastningar, sprickzoner etc. Trots att flygbilder bäst kan studeras stereoskopiskt, kan även mycket information erhållas från enkelbilden. I vissa fall kan också stereobilder tagna horisontellt från markytan vara av värde vid exempelvis bedömning av rasrisker i samband med höga slänter. Markbilden är också värdefull ur dokumentationssyfte (figur 3.9).



Figur 3.8 Exempel på flygbildens användbarhet vid identifiering av dräneringsvägar. Spanien.



Figur 3.9 Markstereobild av en lerfylld spricka i avloppstunneln för Forsmark 1 och 2. Bildparet är fotograferat med två systemkameror av konventionell typ. Foto Göran Hansson/N.

Under senare år har sensortekniken utvecklats mycket snabbt vad gäller både konventionella flygburna mätningar och satellitteknik. Det skall dock påpekas, att dessa mer sofistikerade metoder kräver speciellt utbildade och tränade flygbildstolkare för att optimalt kunna utnyttjas.

En av de största fördelarna med att använda flygbilder i samband med förundersökningar är, att det inte finns något snabbare sätt att få en allmän uppfattning om eller känsla för ett nytt och okänt område.

3.4.2 Geologiska och ingenjörsgelogiska undersökningar

I samband med undermarksbyggande är, oavsett projektets storlek, den geologiska undersökningsdelen en nödvändig förutsättning för den totala ingenjörsgelogiska undersökningen. De geologiska studierna bör påbörjas tidigt och fortsätta även sedan geofysiska mätningar, borrhningar, bergmekaniska tester etc har påbörjats.

Under detta avsnitt beskrivs den rent geologiska undersökningsdelens syfte och vilka aktiviteter som ingår. Dessa arbeten torde kunna sägas utgöra grundstommen vid förundersökningar, varför beskrivningen gjorts relativt omfattande.

Regionala undersökningar

Syftet med regionala undersökningar är att få en uppfattning om projektområdets geologiska historia, d v s om de processer som format och skapat den rådande geologiska situationen vid och omkring den planerade anläggningen. Det är i detta sammanhang särskilt viktigt, att försöka bestämma bl a huruvida det förekommer aktiva eller potentiellt aktiva geologiska processer inom området och i så fall vilka effekter dessa kan ha på den aktuella anläggningen under såväl själva utförandet som driftskedet. Härvid bör uppmärksamhet riktas mot erosion eller deposition, tendenser till skred, rörelser i samband med förkastningar, sättningar och vulkanisk aktivitet (figur 3.10). Den regionala undersökningen syftar också till att avgöra om de ingrepp som görs under byggskedet kommer att förändra effekterna av tidigare aktiva processer eller om exempelvis spänningssituationen och de hydrogeologiska förhållandena kommer att förändras så att särskilda åtgärder måste vidtas.



Figur 3.10 Skred som utlösts i samband med snösmältning. Sydvästra Frankrike.

Vidare är det väsentligt, att försöka kartlägga den regionala stratigrafien och de dominerande bergarternas fördelning, avgränsning och kontakter, liksom att uttrycka projektområdets geomorfologi i termer av regional stratigrafi, struktur och geologisk historia.

I samband med många projekt är det av fundamental betydelse att i ett så tidigt skede som möjligt erhålla en god uppfattning om grundvattenförhållandena inom området med avseende på arbetena under byggnadstiden men även med hänsyn till den omgivningspåverkan som uppstår vid undermarksbyggande. Material för byggnadsändamål (betongballast, fyllnadsmaterial av olika slag) kan ur såväl kvalitets- som kvantitetssynpunkt vara ett problem i samband med vissa anläggningsarbeten. Den regionala undersökningen kan därför ge värdefull upplysning om troliga fyndigheter och ge en uppfattning om materialets lämplighet. Undersökningen skall således resultera i ett antal frågor, som skall besvaras i samband med efterföljande detaljerade undersökningar inom anläggningsområdet. Den regionala undersökningens ambitionsnivå, d v s kostnaden och tiden för undersökningen, beror bl a på projektets storlek och art och på redan tillgänglig geologisk information. Det som vanligtvis bör utföras vid den regionala undersökningen är en genomgång av redan befintliga geologiska kartor, sektioner, rapporter o dyl, flygbildstolkning, rekognosering av tidigare karterade områden och ny geologisk kartering av områden, som är av särskild betydelse. Vad gäller det sistnämnda är det viktigt, att beakta de specifika krav som gäller för projektet.

Även om den planerade anläggningen ligger inom ett område, som tidigare varit geologiskt karterat bör oftast en kompletterande regional undersökning genomföras bl a på grund av att tidigare utförda undersökningar förmodligen saknar nödvändig teknisk anknytning.

Detaljerade undersökningar

Den detaljerade undersökningen utförs bl a för att ge en uppfattning om den lokala geologiska situationen och den geologiska bakgrunden inom anläggningsområdet. Undersökningarna ger också möjlighet, att mer i detalj beskriva olika typer av större svaghetszoner, som registrerats i samband med den regionala undersökningen.

Med ledning av resultaten kan en modell av bergmassan inom området upprättas, som beskriver bergartsfördelning, svaghetszoner och andra egenskaper av betydelse för anläggningen.

Den detaljerade undersökningen omfattar direkt information i form av berg i dagen, borrhälsar, schakter etc och indirekt information såsom profilvärden från resistivitmätningar och seismiska undersökningar eller annan extrapolerad information som indikerats av den regionala geologin. Den upprättade modellen över bergmassan är betydelsefull och många gånger nödvändig för planeringen av provtagnings- och testprogrammet. Modellen är också användbar för tolkning av testresultaten och vid extrapolering av testresultaten till andra icke undersökta delar av anläggningsområdet.

Undersökningen utgörs av en detaljerad geologisk kartläggning, som redovisas på nivåkartor. Den information som bör redovisas är i huvudsak topografiska huvuddrag såsom depressioner, höjdryggar, lokala branta och flacka partier, lineament etc, geologiska huvuddrag (berg i dagen, talus, blocksamlingar m m), berg- och jordartsförekomster med angivande av materialtyper och deras fördelning, vittrade bergartspartier, mineraliserade zoner samt allmänna uppgifter om

hållfasthet, permeabilitet etc. På kartan bör också anges geologiska strukturer av typen sprick-, kross- och skjuvzoner och hydrogeologiska förhållanden såsom källor, läckvägar, grundvattennivåer etc.

Vid geologiska undersökningar är det alltid väsentligt att avnämaren kan skilja mellan sådant som utgörs av tolkningar och sådant som är observerade fakta. Därför bör redovisningen ske i sådan form att denna skillnad klart framgår.

Den detaljerade undersökningen omfattar också flygbildstolkning samtidigt med den detaljerade fältundersökningen. Vidare tillämpas geofysiska metoder, vanligtvis resistivitet och seismisk refraktion. Övrig geologisk information används i samband med tolkningen av de geofysiska resultaten. Den direkta undersökningen utgörs av borrhning, utsprängning av slitsar och schakter, kärngranskning och kartering av schaktväggar samt klassificering av bergarter och svagheter med avseende på deras fysiska egenskaper. Det är av vikt, att ingenjörsgelogisk terminologi används vid denna klassificering. Undersökningen omfattar också olika typer av borrhålsloggning, som exempelvis registrering av borrhålsväggar med hjälp av TV-kamera.

Den geologiska och geofysiska informationen skall redovisas på ritningar, sektioner och tredimensionella transparenta modeller allt eftersom den erhålls. Genom denna omedelbara redovisning är det möjligt att kontinuerligt bedöma materialet, vilket har betydelse för den fortsatta undersökningen.

Integrering av geologiska undersökningar med andra byggnadstekniska undersökningar

Det har tidigare betonats, att ingenjörsgelogiska undersökningar skall integreras med och anpassas till övriga byggnadstekniska undersökningar under samtliga projektstadier. Det är möjligt att utföra den geologiska undersökningen på ett sådant sätt att den inriktas mot att besvara olika byggnadstekniska frågor i den takt de blir aktuella.

I ett tidigt planerings- och projekteringsskede baseras den geologiska bedömningen i huvudsak på bergblottningar och i övrigt på sådant som är möjligt att visuellt observera. Resultaten från geofysiska undersökningar, borrhningar, provtagning, provtunnlar etc kompletterar den geologiska bilden. Med utgångspunkt från den sammantagna informationen utförs laboratorie- och in situ försök. Tolkningen av de olika testerna sker sedan med den erhållna geologiska totalbilden som bakgrund.

En kontinuerlig uppföljning av de geologiska förhållandena i takt med att de blir kända bör utföras under byggnadstiden. Tidigare framhölls betydelsen av denna information, eftersom den är väsentlig för bl a utsprängningsrutiner och förstärknings- och tätningsmetodik. Den ingenjörsgelogiska uppföljningen syftar också till att ge en dokumentation av geologiska förhållanden, som i många fall blir oåtkomliga för inspektion efter anläggningens idrifttagande (figur 3.11). De kritiska delarna i en undermarksanläggning kan vara avsnitt, som utgörs av dåligt berg. Dessa avsnitt betonginkläds vanligtvis och eventuella förändringar med tiden är därför svåra att upptäcka. Ett annat exempel på delar i en undermarksanläggning som normalt är oåtkomliga under anläggningens drifttid är vattenvägar. Inträffar exempelvis ras som påverkar anläggningens funktion, kan den geologiska dokumentationen ha stor betydelse för det byggnadstekniska åtgärds-paketet.



Figur 3.11 Vägtunnel på Teneriffa. Tunneln är i hela sin längd inklädd med prefabricerade betongbågar.

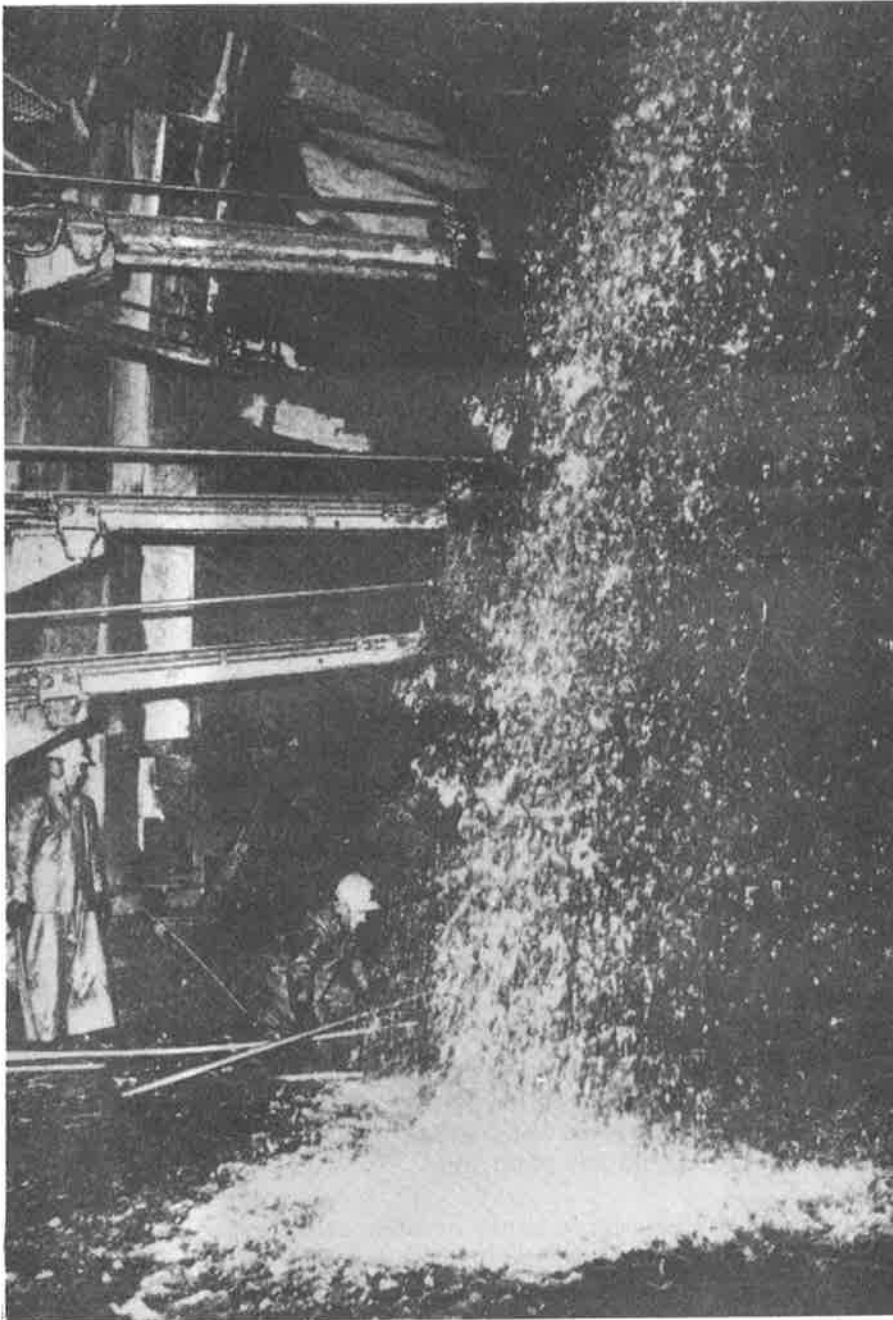
Den geologiska dokumentationen har också betydelse för planeringen av liknande projekt och genom avstämning mellan prognos och verkligt utfall kan förundersökningsmetoder och analysmetodik förbättras. I samband med större bergprojekt såsom vattenkraftanläggningar sker i vissa länder inspektion av bergförhållandena i anläggningen med jämna tidsintervall efter driftstart. Den geologiska dokumentationen är härvid värdefull som underlag vid bedömningen av eventuella åtgärder.

Hydrogeologiska undersökningar

Undermarksbyggande medför, att de naturliga grundvattenförhållandena i bergmassan påverkas. För att bedöma omfattningen av denna störning på grundvattensystemet såväl under byggnadstiden som efter måste rådande grundvattenförhållanden klarläggas innan byggskedet påbörjas.

Vatteninläckning i samband med bergbyggande innebär stora svårigheter. Effekterna kan utgöras av förändringar i effektivspänning hos berget, sättningar, förändringar i hydraulisk gradient och därmed ändringar av strömningsförhållandena, koncentrerade eller lokala vattentryck i kaviteter, sprickor, förkastningar eller i andra geologiska svagheter, ändrad grundvattenbildning etc. Förändringar av grundvattensystemet kan också innebära dränering av grundvattenreservoarer eller andra typer av vattenmagasin.

Det inläckande grundvattnet under byggnadstiden i tunnlar, schakter etc kan medföra allvarliga störningar på arbetet kanske främst i form av stabilitets-, tätnings- och förstärkningsproblem samt säkerhetsproblem och länshållningssvårigheter och kan därför orsaka betydande kostnader för nödvändiga åtgärder (figur 3.12). Dåliga bergpartier i sig nedsätter bergets stabilitet och i de fall inläckande grundvatten förekommer accentueras stabilitetsproblemen. Det är mot den bakgrunden väsentligt, att en hydrogeologisk undersökningsdel ingår i den ingenjörsgelogiska undersökningen.



Figur 3.12 Hög vatteninläckning kan orsaka allvarliga problem i samband med tunneldrivning i form av stabilitetsproblem, borrhäns- och laddningssvårigheter. Juktan avloppstunnel.

Arbetsgången och omfattningen av den hydrogeologiska undersökningen kan variera på grund av olika förutsättningar. Det är dock lämpligt, att utföra undersökningen stegvis, där sammanställning av befintligt underlagsmaterial och fältrekognosering utförs under det första steget. De geologiska regionala och detaljerade undersökningarna ingår härvid som en del i den hydrogeologiska undersökningen. De kompletteras med uppgifter om meteorologiska och hydrologiska förhållanden, jordarternas och bergmassans vattengenomsläpplighet etc. I underlaget bör även ingå uppgifter om grundvattnets naturliga beskaffenhet samt de grundvattenförande formationernas egenskaper.

Under det andra steget upprättas en modell av rådande grundvattenförhållanden. Av denna bör framgå olika grundvattenförande enheter, hydrogeologiska egenskaper hos olika lager och deras begränsningar, grundvattennivåer, grundvattenbildning, grundvattnets beskaffenhet och vattenbalans.

Det tredje och sista steget upptar analys av anläggningens inverkan på grundvattenförhållandena. Med anläggningens inverkan avses här den inverkan som förorsakas av själva anläggningsarbetena och den eventuella inverkan, som kan uppstå efter att anläggningen tagits i drift. I denna analys ingår som väsentliga delar, bedömning av grundvattennivåer, grundvattenomsättning, grundvattenbildning, läckage, grundvattnets beskaffenhet m m.

Som framgår av beskrivningen hänger den hydrogeologiska undersökningen samman med den geologiska, vilket nödvändiggör ett nära samarbete vid undersökningarna. Ett sådant samarbete underlättar inte enbart insamlandet av data utan reducerar även undersökningskostnaden.

3.4.3 Geofysiska undersökningar

Geofysiska metoder kan betraktas som indirekta metoder och måste därför utföras av personal med erfarenhet inom området. Tolkning av mätdata brukar vanligtvis ske så snart resultaten föreligger och överlämnas i sådan form att ingenjörgeologen kan utnyttja dem omgående. Ett nära samarbete mellan ingenjörgeolog och geofysiker är även här av betydelse. Problem i samband med tolkningen kan nämligen indikera speciella berggrundsförhållanden, vilket i sin tur kan innebära, att ytterligare undersökningar bör utföras inom ett sådant område.

Geofysiska metoder används vanligtvis vid förundersökningar av större projekt och bör ingå som en del i feasibility studies och i olika designskeden. Vid förundersökningar kan geofysiska metoder i kombination med andra metoder ge en god kunskap om den ytnära bergmassan men även på relativt stora djup vid den planerade anläggningen. Användningen av geofysiska metoder bidrar till ett bättre undersökningsprogram vad gäller bl a den strategiska lokaliseringen och reducerar i vissa fall användningen av andra undersökningsmetoder, vilket därmed medför en lägre total undersökningskostnad.

Dessutom kan geofysiska undersökningar till viss del konfirmera resultat, som erhållits genom in situ tester avseende bergmassans fysikaliska karakteristika. Erhållna geofysiska data är också användbara för komplettering av geologiska och tektoniska profiler och kartor genom möjligheten att interpolera mellan borrhål men kan också indikera bergavsnitt, där ytterligare undersökningar är nödvändiga, samt ge upplysning om exempelvis bergytans läge, de lösa jordlagrens mäktighet, vittringsdjup etc.

Det är stor skillnad mellan geofysiska undersökningar för byggnadstekniska ändamål och exempelvis för oljeprospektering. I det senare fallet syftar undersökningen till att bestämma vissa karakteristika på flera kilometers djup, medan det i byggnadstekniska sammanhang normalt är fråga om endast några hundra meter. I exempelvis Alperna förekommer dock tunnlar med mycket stor bergtäckning. Undersökningar av lagertjocklek, egenskaper hos enskilda bergartslager, förkastningar, skjuvzoner etc kräver speciell mätmetodik, där mätnoggrannheten i många fall närmar sig gränsen för det tekniskt möjliga.

De flesta geofysiska metoder som används vid förundersökningar kan enbart lokalisera anomalier i de fall där materialen på var sida av anomalin har klart skilda fysiska egenskaper. Dessa anomalier kan exempelvis ha formen av en gräns mellan två bergartslager eller en förkastning och det är nästan alltid nödvändigt, att i undersökningens initialskede kontrollera den verkliga karaktären av anomalin med t ex borrhning. Där det inte föreligger klara skillnader i fysiska egenskaper på ömse sidor av en anomali, är det heller inte möjligt att med den geofysiska undersökningen upptäcka en gräns. Det kan också nämnas, att geofysiska anomalier inte nödvändigtvis behöver motsvara en geologisk gräns, eftersom det ofta förekommer övergångszoner, vilket leder till osäkerhet vid tolkningen. Ett exempel på detta kan vara bestämning av mäktigheten hos friskt berg, där det förekommer en vittrad gränsyta eller överlagrade block (figur 3.13). Bäst resultat erhålls vid homogena och enkla geologiska förhållanden med stora distinkta skillnader i fysiska egenskaper mellan olika formationer.



Figur 3.13 Vittrad Hongkonggranit. Vittringsgraden hos graniten i Hongkongområdet går från något vittrad till helt vittrad och slutligen omvandling till en röd jord. Hongkong.

De geofysiska metoderna kan indelas i

- seismiska metoder
- geoelektriska metoder
- geomagnetiska metoder
- gravimetriska metoder
- radioaktiva metoder
- geotermiska metoder.

De seismiska metoderna, reflektion och refraktion, kan användas för att lokalisera gränser mellan material, som har olika värden för hastigheten av chockvågorna, t ex gränsen mellan jord och berg. I samband med geofysiska undersökningar för berganläggningar är refraktionsseismiken den mest användbara.

Geomagnetiska metoder kan i gynnsamma fall användas för att lokalisera gränser mellan bergarter som uppvisar magnetiska skillnader, medan gravimetriska undersökningar främst är användbara för att lokalisera större svaghetszoner. Detta är enbart några exempel på användningsområden och i många fall är det nödvändigt att använda två eller flera metoder och pröva sig fram till vilken eller vilka metoder, som ger det mest tillförlitliga resultatet. I flera fall är emellertid en kombination av metoder nödvändig på grund av att de kompletterar varandra.

Undersökningar för feasibility studies

De metoder som används vid den översiktliga undersökningen för feasibility studies är ofta inriktade på vissa specifika frågeställningar såsom exempelvis alternativa tunnelsträckningar. Undersökningens karaktär kan skifta relativt snabbt beroende på de erhållna resultaten, vilket kan innebära en ändring i undersökningsintensitet, undersökningsområde eller metod. Det kan exempelvis inträffa, att undersökningen startat med seismisk refraktion men ändras under undersökningens gång till seismisk reflektion eller till en geoelektrisk metod. I vissa fall kan det också vara nödvändigt, att ändra utrustningen för att öka mätkänsligheten.

Detaljerade undersökningar för design

Geofysiska mätningar ingår ofta i detaljerade undersökningsprogram för design på grundval av de resultat, som erhållits vid de preliminära geofysiska undersökningarna. Platsen för undersökningen är ofta väl definierad och mätningarna måste ofta utföras med avsevärd täthet för att ge kontinuitet från en lokal till en annan och bidra till en tillförlitlig interpolering mellan borrhål.

Undersökningar under och efter byggskedet

Mätningar och bedömningar av betonginklädningen i trycktunnlar är exempel på användningsområden för geofysiska undersökningar under byggskedet. Dessa mätningar skall utgöra en fortsättning på den undersökning, som utfördes under designskedet. Installation av geofysiska mätsystem i bergmassan omkring en tunnel eller i bergslanter är exempel på mätningar efter byggskedet. De geofysiska systemen används såväl för direkta som indirekta mätningar. Vad gäller de sistnämnda kan det vara fråga om ändringar i elektrisk resistivitet och effekt av mekaniska tryckförändringar.

Undersökningar i förhållande till anläggningstyp

I samband med ytnära anläggningar och anläggningar med geografisk utsträckning startar undersökningarna vanligtvis med en huvudprofil och med relativt långt avstånd mellan mätpunkterna. Mätningarna utgör en del av det geologiska undersökningsprogrammet, som består av borrhål, seismisk refraktion etc. Elektriska resistivitetmetoder kan vara användbara för att kombinera två eller flera av dessa metoder. Borrhål och andra direkta undersökningsmetoder planeras med ledning av resultaten från de geofysiska undersökningarna och zoner med speciella problem studeras mera i detalj efter den preliminära undersökningen.

Före byggskedet är det också i vissa fall lämpligt att utföra seismiska refraktionsmätningar med hög mättingsintensitet inom sådana avsnitt, där problem kan väntas och som bör undersökas med hjälp av borrhning.

Tillopps- och avloppstunnlar i samband med vattenkraftutbyggnad kännetecknas ofta av att de är långa och har en hög bergtäckning. Geofysiska undersökningar utförs vanligtvis längs tunnelsträckningen med utgångspunkt från topografiska och geologiska hänsynstaganden. Det är här ofta lämpligt, att studera en zon med viss bredd på båda sidor av den planerade tunnelns längdaxel. Detta underlättar tolkningen av de geologiska förhållandena och innebär ofta bättre möjlighet att bedöma alternativ till modifiering av tunnelsträckningen. Resistivitetmätningar och seismisk reflektions- och refraktionsmätning kan ibland ge värdefull information vid undersökningar till större djup, men det måste också framhållas, att tolkningen av undersökningar som utförts till mycket stora djup ofta är osäker bl a på grund av okända variationer i den ytnära bergmassans egenskaper.

I samband med ytnära anläggningar och anläggningar med stor utbredning kan det vara lämpligt, att lägga parallella profiler i form av ett rutnät. Efter att resultat erhållits från de geofysiska mätningarna kan borrhål utplaceras, där geofysiken har indikerat dåligt berg. Ett antal huvudprofiler kan läggas parallellt med längdaxeln och ett antal profiler vinkelrätt mot denna, s v. Metoderna som används vid denna typ av undersökningsuppläggning är ofta seismisk refraktion och elektriska resistivitetmätningar.

Berggrum på stora djup under bergytan och lokalisering av större karsthåligheter kräver ofta ett omfattande undersökningsprogram. De metoder som används utgörs i huvudsak av en kombination av geofysiska och direkta mätningar. Undersökningar i borrhål eller mellanhålsseismik används ofta på grund av fördelen med att utnyttja befintliga borrhål. Den information som erhålls kan relateras till resultaten från borrhningar och från tester på borrhärnor.

Bergtekniska undersökningar av bergmassan

I kristallina bergarter och i hårda sedimentära bergarter karakteriseras ofta bergmassan av dominerande sprickgrupper och spricksystem. Karakteristika som ofta undersöks är deformationen hos enskilda zoner, svaghetszoner etc. Exempel på undersökningar som kan användas för att erhålla information om dessa karakteristika är seismiska refraktionsmätningar, eftersom mätningarna påverkas av förekommande sprickor och spricköppningar. Seismiska mätningar reflekterar de undersökta zonernas elastiska egenskaper och dynamiska värden.

Elektriska metoder som baseras på ledningsförmågan kan indikera de olika zonernas form och dimensioner och kan ge uppgifter om graden av uppsprickning och i viss mån även ge en uppfattning av permeabiliteten. Geotermiska och

gravimetriska metoder används mera sällan, men de kan i vissa fall vara av värde i samband med undersökning av övergångszoner, förkastningar och andra svaghetszoner.

I sedimentära lager som inte varit utsatta för deformation är förundersökningen normalt enklare att genomföra. Den mättingsintensitet som krävs vid geofysiska mätningar och för definition av fysiska karakteristika är mindre än i kraftigt uppspruckna bergmassor. Förhållandet mellan spänningar och elastiska vågors hastighet eller mellan resistivitet och krosszoner uppkomna genom spännings-effekter kan fastställas med relativt god säkerhet.

Geofysiska undersökningar i denna typ av sedimentära bergmassor används främst för att fastlägga vittringsdjup, de lösa jordlagrens mäktighet samt för kartläggning av svaghetszoner. De är också användbara för ansättning av borrhål, läge av undersökningsschakt och andra typer av undersökningar. De elastiska egenskaperna för dynamiska problem kan relativt väl bestämmas med hjälp av de geofysiska metoderna.

I geografiskt unga formationer med låg kompaktionsgrad såsom alluviala och vulkaniska avlagringar är uppmätning av seismiska hastigheten av stort intresse för uppskattning och beräkning av mekaniska egenskaper. De nämnda avlagringarna är ofta okonsoliderade men kan även vara mer eller mindre konsoliderade eller cementerade (figur 3.14). Undersökningar med hjälp av resistivitetsmätningar kan medge en uppskattning av vattenmättnad och grundvattennivåer. Gravimetriska metoder kan vara svåra att använda i detta sammanhang.

Ibland är bergformationerna mycket heterogena såsom i konsoliderad breccia, konglomerat, vulkaniska bergarter, vulkaniska tuffer etc (figur 3.15). Vid undersökning av dessa måste hänsyn tas till de heterogena förhållanden som råder, vad avser avståndet och fördelningen av mätpunkterna. Det kan vara lämpligt, att börja den geofysiska undersökningen med att lägga ut en huvudprofil. Resultaten som erhålls kan sedan indikera den slutgiltiga undersökningstätheten och fördelningen av profiler.

Tolkningen av mätningar som utförs i heterogena bergformationer skiljer sig markant från tolkningen av mätresultat erhållna i en homogen bergmassa. Vid användning av vissa metoder såsom resistivitet, seismisk refraktion kan tätheten av de erforderliga mätningarna vara upp till tio gånger högre än vad som krävs i kontinuerliga, homogena bergarter. Gravimetriska metoder och seismisk reflektion kan i heterogena formationer vara mycket osäkra.



Figur 3.14 Alluvialavlagring av vulkaniskt lösmaterial. Teneriffa.



Figur 3.15 Breccierad dolomitisk kalksten. Kina.

3.4.4 Borrning och borrhålsloggning

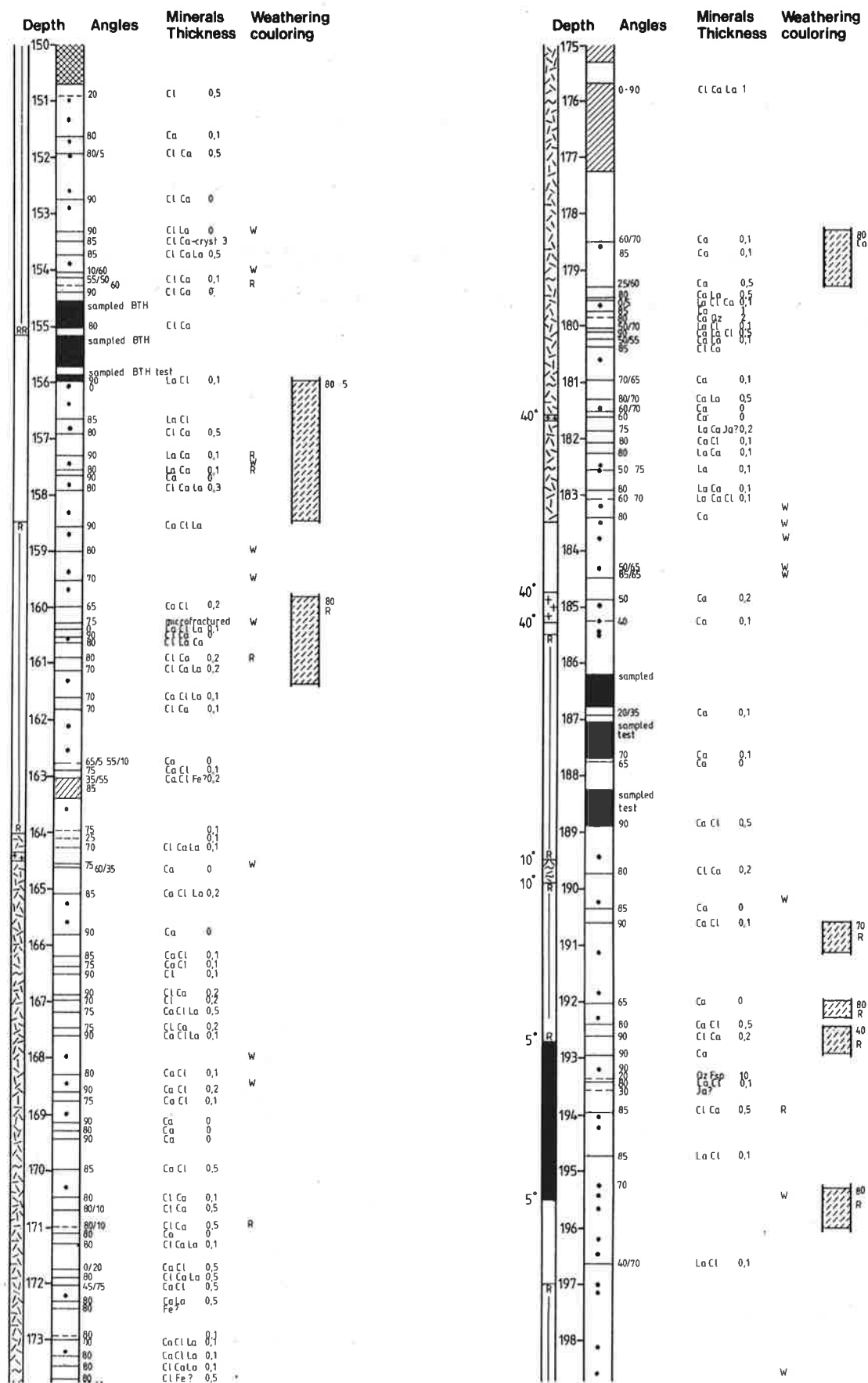
En av de mest användbara, direkta metoderna att undersöka bergtekniska förhållanden på olika djup är att utföra borrhål och borrhålsmätning. För planering av ett borrhålsprogram som t ex vid val av borrhålsmetod, typ av mätning och lokalisering av borrhålsplats behövs grundläggande kunskaper om det planerade anläggningsområdets geologiska förhållanden, om ingenjörsgelogiska aspekter och om byggnadstekniska förutsättningar. Denna kunskap erhålls genom de undersökningar som bedrivits före borrhningen. I huvudsak förekommer två typer av borrhning, nämligen slående och roterande.

De i samband med borrhningen upptagna borrhålskärnorna ger information om bergmassan med avseende på bergartstyp, petrografisk sammansättning, bergartens struktur, sprickor, sprickbeläggningar och andra sprickkaraktistika, svaghetszoner etc (figur 3.16). Exempel på fysiska och kemiska egenskaper är densitet, porositet, vatteninnehåll, kemiska reaktioner, hållfasthet, hårdhet, deformationsegenskaper, reologiska egenskaper. I samband med undersökning av borrhålsväggar in situ kan också information erhållas som bergartstyp, strukturer, sprickor m m. Tester i borrhål kan ge information om grundvattenförhållanden såsom grundvattennivåer och permeabilitet. Annan information kan vara injekteringsbehov och kontroll av utförd injektering, bergmassans spänningsförhållanden och deformationsegenskaper (figur 3.17). Listan kan göras lång men enbart ovanstående exempel pekar på borrhningens och borrhålsundersökningens stora betydelse i undersökningssammanhang.

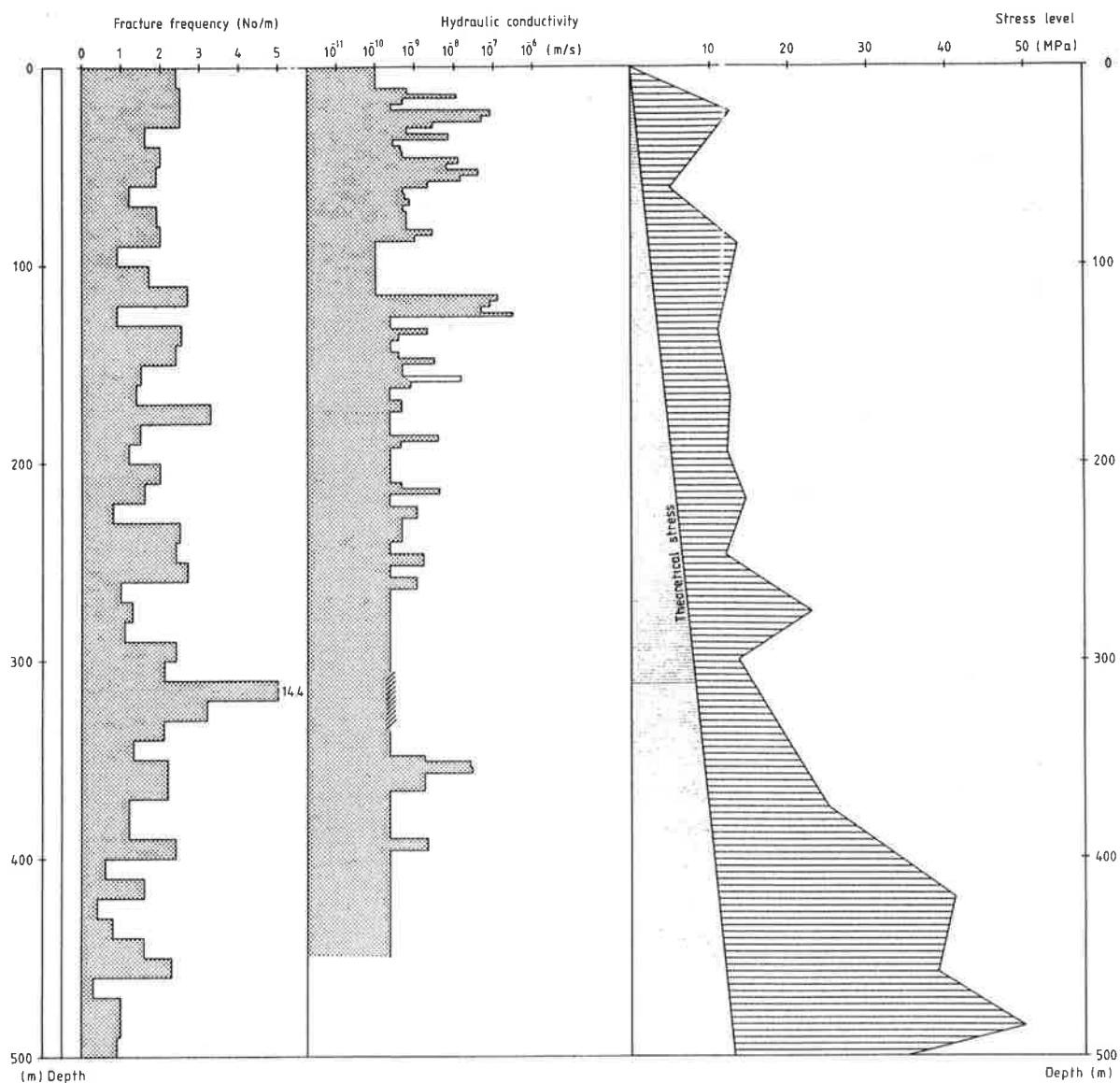
I samband med förundersökningar rekommenderas i allmänhet roterande borrhning med kärnupptagning på grund av de möjligheter, som härvid ges avseende olika tester på de upptagna kärnorna, men också beroende på den information som direkt kan registreras i och med kärnupptagningen.

För borrhning i friskt och bra berg rekommenderas allmänt en borrhålsdiameter mellan 56 och 150 mm varvid den mest använda diametern varierar mellan 56 och 100 mm. Vid borrhning i mycket svagt berg eller i svaghetszoner kan en diameter, över 150 mm vara nödvändig. I vissa fall kan det också vara effektivt att utnyttja större diameter för installation av instrument. För undersökning av exempelvis hållfasthetskaraktistika kräver åtskilliga instrument en borrhålsdiameter upp till 300 mm. I samband med permeabilitetsmätningar är en diameter mellan 60 och 110 mm lämplig. Vilken borrhålsdiameter som skall användas beror i hög grad på bergets hållfasthet, inverkan av bergstrukturer och det avsedda borrhålsdjupet. Dessa parametrar påverkar nämligen hur väl kärnåtervinningen lyckas. I stort sett kan man säga att ju större diameter, desto större sannolikhet för en lyckad och väl genomförd undersökning. I bergformationer där provtagningen kan vara mycket komplicerad, exempelvis vid provtagning av sprickfyllnader, kan en större diameter å andra sidan vara en nackdel. I tabell 3.1 redovisas de vanligast förekommande diametrarna vid undersökningsborrhning.

Vad gäller borrhålsdjupet är en tumregel att det skall motsvara eller uppgå till det djup till vilket anläggningen kan komma att påverkas eller självt påverka bergmassan och grundvattenförhållandena. Borrhålen bör av ekonomiska skäl orienteras så att ett minimum av borrhning ger maximal information (figur 3.18). Härvid gäller att hänsyn tas till orienteringen av bergmassans diskontinuiteter. Antalet borrhål beror på områdets inhomogenitet. I stort kan sägas att ju mer oregelbundna förhållandena är desto större antal borrhål behövs för att definiera olika homogenitetsområden.



Figur 3.16 Exempel på redovisning av borrhärnekartering (Carlsson and Olsson, 1982).



Figur 3.17 Exempel på redovisning av resultat från kärnkartering, hydrauliska tester och bergmekaniska mätningar i borrhål (Carlsson and Olsson, 1982).

Upptagningen av borrhärnorna skall utföras på ett sådant sätt, att kärnan inte utsätts för störningar och att maximal kärnåtervinning erhålls. Antalet kärnor som uttas för olika tester beror på lagerföljd och vilken typ av data, som är väsentlig i sammanhanget. Helst skall provtagningen ske så att två prov av samma typ är tillgängliga. Det kan i vissa fall vara nödvändigt, att använda speciella metoder som exempelvis integral sampling i samband med leriga, skiffriga och vittringsbenägna bergarter.

American serie

Reference	Hole		Core	
	mm	in	mm	in
EX	38	1 1/2	22	7/8
AX	49	1 15/16	29	1 1/8
BX	60	2 3/8	41	1 5/8
NX	76	3 -	54	2 1/8
2 3/4 x 3 7/8	98	3 7/8	68	2 11/16
4 x 5 1/2	140	5 1/2	100	3 15/16
6 x 7 3/4	197	7 3/4	151	5 15/16

European serie

Reference	Hole	Core
Nominal diameter mm	mm	mm
45	46	24
55	56	34
65	66	38
75	76	48
85	86	58
100	101	72
115	116	86
130	131	101
145	146	116

Tabell 3.1 Borrhåls- och kärndiameter vid undersökningsborrning (ISRM 1975).

Rapporteringen av borrhålsundersökningar bör innehålla följande information

- borrhålsplatsens läge och höjd
- borrhålsriktning, borrhålslutning
- borrhålsmetod och typ av borrhålsmaskin
- borrhålsdiameter med uppgift om eventuell förändring av diametern under borrhålsningens gång
- om möjligt kärnorientering.

Dessutom skall borrhålsloggen innehålla information om

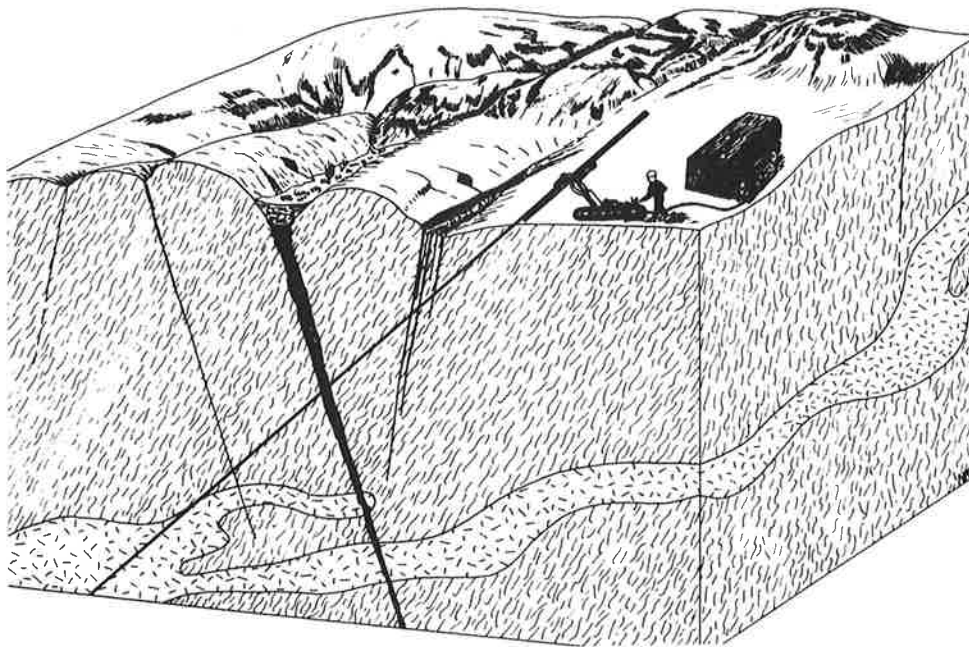
- genomborrad lagerföljd
- grundvattenytans läge
- borrhålsmotstånd
- borrhålstid och borrhålskapacitet per skift
- kärnatervinning, kärnförlust
- spolvattnets färg
- spolvattenförlust
- speciella observationer som t ex fel på utrustning
- exakt tid och läge för provtagning
- varför borrhålet avslutats.

Protokollen skall också innehålla

- kompletterande observationer av ingenjörgeolog
- eventuella kärnprotokoll
- bilder, dokumentation av kärnor.

De erhållna resultaten redovisas grafiskt och analysen längre fram bör innehålla uppgifter om

- mineralinnehåll
- hårdhet
- orientering av mikro- och makroskopiska strukturer
- olika typer av svaghetszoner
- olika typ av sprickfyllning
- teknisk beskrivning av bergmassans kvalitet (sprickfrekvens, RQD, vattenförlust, L-värden m m).



Figur 3.18 Med ledning av gjorda ytobservationer i form av geologisk ytkartering och geofysiska undersökningar placeras och riktas borrhål för undersökningar på djupet (Morfeldt, Bergman och Lundström, 1973).

3.4.5 Schakter och tunnlar för undersökningsändamål

Naturliga bergblottningar kan saknas eller förekomma sparsamt inom ett undersökningsområde eller saknas på en plats som är av särskilt intresse. Utsprängning av bergslitsar, schakt eller tunnlar för undersökningsändamål erbjuder därför en möjlighet att studera bergblottningar, där det annars inte skulle ha varit möjligt. Detta utnyttjas i första hand i samband med större projekt (figur 3.19).



Figur 3.19 Bilden visar en av flera undersökningstunnlar som utförts för Lubuge kraftverksprojekt i södra Kina.

Syftet med utsprängningen av schakt och tunnlar för undersökningsändamål är främst, att få nödvändig information som ej är möjlig att erhålla genom normala undersökningar eller för att bekräfta undersökningsresultaten. Nedan redovisas en sammanställning över de möjligheter, som denna typ av undersökning erbjuder:

- Undersökning av bergmassans struktur; observation av sprickfrekvens, sprickkaraktär, förkastningar, sprick- och skjuvzoner, bergartskontakter.

- Information om speciella zoner i bergmassan; observation och bestämning av vittringsgrad och vittringsdjup eller starkt omvandlade zoner, spår av förkastningar och sprickzoner, observation av genomsläppliga lager av särskilt intresse i vulkaniska områden, öppna sprickor, lavatunnlar, karstfenomen, bedömning av injekterings effektivitet.
- Utföra in situ tester; hållfasthetsförsök, deformationsförsök, permeabilitetsmätningar, spänningsmätningar, geofysiska undersökningar.
- Provtagning för laboratorieförsök.
- Uppmätning av bergtemperaturer.
- Identifiering av eventuella skadliga gaser.
- Bestämning av bergartens hårdhet.
- Bedöma åtgärder i samband med vatteninläckning och höga vattentryck.

Beslut att utnyttja schakt och tunnlar bör grunda sig på anläggningens typ, vilken information som krävs och som kan erhållas, möjligheten att utnyttja schakterna och tunnarna för undersökningar efter att anläggningen är klar. Dessutom bör hänsyn tas till skillnader i kostnad mellan data från schakt och från andra typer av undersökningsmetoder samt tillgänglig tid för undersökningen.

Det är ovanligt att schakt och tunnlar används som undersökningsmetoder i samband med mindre projekt på grund av den relativt höga utförandekostnaden. Däremot kan de utnyttjas vid större undermarksanläggningar, eftersom denna typ av undersökning erbjuder möjlighet att erhålla specifika bergtekniska faktorer av betydelse för design och byggande. Kostnaden för utförandet i det senare fallet är också förhållandevis låg om den totala projektkostnaden beaktas.

Som exempel på väsentlig information för större undermarksanläggningar kan nämnas bergets kompressibilitet och elasticitet. Det är värdefullt att ha en god uppfattning om bergmassans stabilitetsförhållande under själva utsprängningen, dess uppträdande under belastning liksom respons på seismisk aktivitet. Denna typ av information är av vital betydelse i samband med design av trycktunnlar och den informationen kan delvis erhållas från utsprängda schakt och tunnlar. De ger också möjlighet att utföra in situ tester och tillräckligt utrymme finns för att exempelvis bedöma injekterings- och permeabilitetskaraktistika. Det är dessutom möjligt, att observera och mäta vittringsdjup och vittringsgrad, observera sprickor och deras karaktistika, litologi, bergstrukturer etc och att erhålla stora och i förhållande till borrhärdar mer representativa prov för laboratorieundersökningar.

Ett annat viktigt tillämpningsområde är bedömningen av bergmassan ur sprängnings- och förstärkningssynpunkt med avseende på optimal spännvidd, optimal förstärkning och optimal indrift. En ytterligare fördel med schakter och undersökningstunnlar är, att de kan ingå som en del i den planerade anläggningen.

Komplettering av en förundersökning med schakt och tunnlar kan vara särskilt värdefull i exempelvis kraftigt vittrade områden eller i områden med exceptionell hög sprickfrekvens och i tektoniskt komplicerade områden. Om data som har signifikant betydelse för design kan erhållas från öppna schakt och undersökningstunnlar och om kostnaden är låg i förhållande till den totala byggkostnaden, rekommenderas att sådana utförs. Detta är också fallet om en undersöknings-

tunnel kan ge sådan typ av information, som kan modifiera designen på ett avgörande sätt genom att ändra dimensioner, typ av konstruktion eller om de kan ingå som del i den färdiga anläggningen utan någon större extrakostnad. Undersökningstunnlar kan också vara av betydelse för anbudsgivningen i det att de kan ge värdefull information avseende utsprängningsmetoder.

I och med att beslut tagits att inkludera schakt och tunnlar i undersökningsprogrammet måste planeringen inriktas på, att utnyttja dessa för att erhålla förväntat designdata. Planeringen omfattar val av plats, lutning, riktning, djup och storlek. Det är nödvändigt att först konstatera varför de skall utföras, vilken information som kan förväntas vid undersökningarna och hur denna information skall inhämtas. Det måste också avgöras vilken storlek som krävs för in situ försök och installation av mätutrustning och vilka förstärkningar som ur säkerhetssynpunkt måste utföras utan att möjligheterna till observation av bergförhållandena, provtagning och tester inte äventyras. Vidare måste en kostnadsuppskattning göras samt en bedömning av erforderlig tid för utsprängning och för den tid, som schakten och tunnlar skall utnyttjas. Andra faktorer som måste beaktas vid planering av undersökningen kan vara ventilation, grundvattendränering, smällberg och i övrigt information av betydelse.

Vid dimensionering av schakt och tunnlar finns ett optimalt förhållande mellan dimension och kostnad, som kan variera med projektets geografiska läge och tillgänglig utrustning. I vissa fall kan arbetskostnaden vara avgörande medan kostnaden för utrustning i andra fall kan vara mest betydande. Normalt kan sägas att kostnaden är högre för ett vertikalt schakt och en lutande tunnel i förhållande till en horisontellt utsprängd tunnel. I U-länder kan schakt och tunnlar vara jämförbara med borrhål i kostnad.

Erfarenheterna och resultaten från schakter och tunnlar måste som i andra undersökningssammanhang redovisas enligt nedan:

- Situationsritning, orientering, lutning, dimension etc.
- Beskrivning av geologisk information.
- Utrustning för uttag och eventuella förstärkningsåtgärder.
- Lägesanvisning, orientering av uttagna prover.
- Lägesanvisning, orientering etc av utförda tester.
- Hydrogeologiska observationer som utförts successivt med utsprängningen.
- Åtgärder för underhåll.

3.4.6 Bergmekaniska undersökningar och tester

Vid flera tillfällen har tidigare framhållits vikten av att samla in och värdera olika typer av geodata under förundersökningsskedet i syfte att möjliggöra en optimal design, ett effektivt byggande och en stabil anläggning. I samband med större undermarksanläggningar är det för projektarbetets genomförande nödvändigt att utföra bergmekaniska undersökningar och tester i materialtypiska avsnitt i syfte att bedöma och förutsäga bergmassans uppträdande och dess inverkan under såväl byggnadstiden som efter anläggningens idrifttagande.

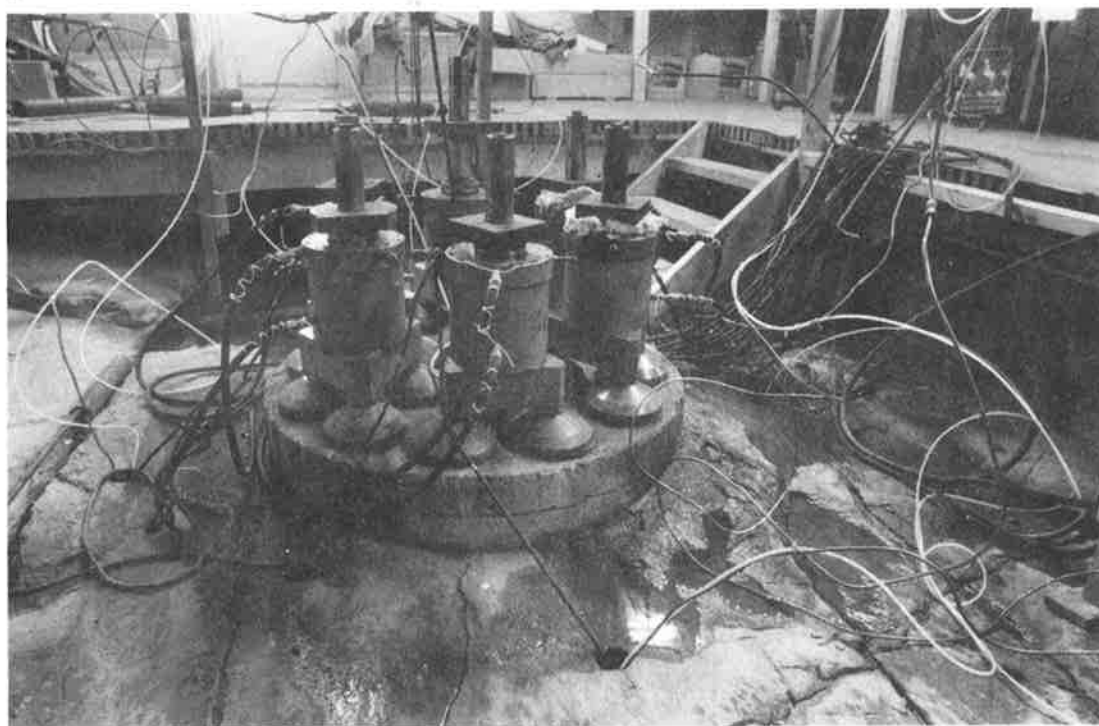
Prognoserna baseras härvid på observationer av bergförhållanden, på olika typer av undersökningar in situ och i laboratorier och sist men inte minst på den kunskap om bergmassans mekaniska uppträdande, som erhållits genom undersökningar vid liknande förhållanden i andra sammanhang. Detta innebär således, att man utnyttjar in situ tester för undersökning av bergmassan och laboratorieundersökningar för undersökning av bergmaterial och specifika bergmekaniska egenskaper.

Tabell 3.2 Bergmekaniska in situ tester (ISRM, 1975).

LEGEND																																																																	
<table><tr><td>Test importance</td><td colspan="10">Stage of the work</td></tr><tr><td>n — necessary</td><td colspan="10">F — Feasibility</td></tr><tr><td>a — advisable</td><td colspan="10">DD — Detailed design</td></tr><tr><td>oi — of interest</td><td colspan="10">DC — During construction</td></tr><tr><td>() — alternative</td><td colspan="10">AC — After completion</td></tr></table>											Test importance	Stage of the work										n — necessary	F — Feasibility										a — advisable	DD — Detailed design										oi — of interest	DC — During construction										() — alternative	AC — After completion									
Test importance	Stage of the work																																																																
n — necessary	F — Feasibility																																																																
a — advisable	DD — Detailed design																																																																
oi — of interest	DC — During construction																																																																
() — alternative	AC — After completion																																																																
IN SITU MECHANICAL TESTS	TYPE OF WORK	FOUNDATIONS			NATURAL AND ARTIFICIAL ROCK SLOPES		UNDERGROUND WORK		ROCK EXCAVATION	HARBOURS AND OTHER SUBMARINE WORKS																																																							
		Gravity Dams	Arch Dams	Large Structures	Involving Reservoirs	Involving other works	Large Underground Works	Tunnels, Shafts, Underground Mining	Open Air Mining, Quarries, Large Surface Excavations																																																								
1. Deformability Tests																																																																	
1.1	Static Method	nDD	aF; nDD; nAC	aDD			nDC			oiF																																																							
1.1.1	Plate bearing (hydraulic jack; flat jack; cable jacking)		(n)DD; (n)AC				(n)DD	nDC																																																									
1.1.2	Pressure tunnel (water loading; radial jacks)		(n)DD; (n)AC				(n)DD																																																										
1.1.3	Pressure borehole (dilatometer)	aF	(n)DD; (n)AC	oiF			aF; (n)DD	oiDC																																																									
1.2	Dynamic Method	nDD	nF; nDD; nAC	oiF			aF; nDC	nDC		aF																																																							
1.2.1	Measurement of longitudinal waves velocity (geophones)	nDD	nF; (n)AC				aF	nDC																																																									
1.2.2	Measurement of the velocity of longi- tudinal and transversal waves. Love's waves Rejleigh's (vibrograph)		nDD; (n)AC				nDD																																																										
1.2.3	Measurement of direct longitudinal waves velocity in borehole (sonic- coring)		aDD; (n)AC				aDC																																																										
1.2.4	Detailed stratigraphic surveys							nDC																																																									
2. Natural rock mass stresses tests																																																																	
2.1	Rock Surface Tests						aF; nDD																																																										
2.1.1	Measurement of deformation after over- coring or bond removal (by strain rosette)						(n)F																																																										

Det övergripande syftet med in situ tester är att erhålla kunskap om bergmassans egenskaper och i tekniska termer kunna beskriva egenskaper hos de geologiska svagheter inom anläggningsområdet. Väsentliga egenskaper i samband med in situ försök är bergmassans deformations- och hållfasthetskaraktistika och då särskilt i förhållande till belastningens storlek och riktning och i relation till kort- och långtidsbelastning, liksom spänningssituationen i bergmassan före, under och efter byggskedet. Vidare är det av vikt, att bestämma bergmassans anisotropi och permeabilitet och eventuella bergrörelser. De båda sistnämnda bör under och efter byggskedet noggrannt kontrolleras och kartläggas.

För bergmekaniska mätningar in situ förekommer olika metoder med skilda tillämpningsområden. I samband med större undermarksanläggningar och tunnlar kan in situ testerna utgöras av deformationstester, undersökning av bergmassans spänningstillstånd, hållfasthetstester, permeabilitetsundersökningar och uppmätning av bergrörelser (figur 3.20). I tabell 3.2 redovisas ett antal typer av tester och deras användningsområde.



Figur 3.20 In situ bestämning av deformationsmodulen av en granitisk bergmassa. Belastningen alstras genom sex parallellkopplade domkrafter, som verkar på förankringsstag fastgjutna sex meter ned i berget. Foto Göran Hansson/N.

2.1.2	Measurement of pressure to balance natural stresses (by flat jack)									a(F)	
2.2	<i>Test Inside Borehole</i>	oiDD	oiDD	oiDD	oiF					nDD	
2.2.1	Measurement of core deformation after overcoring									nDD	
2.2.2	Measurement of borehole wall deformation after overcoring									nDD	
3.	Strength tests										
3.1	<i>Compression</i>		aDD								oiDD
3.1.1	Triaxial tests		oiDD						aDD		
3.2	<i>Shear</i>	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	aDD	aDD		
3.2.1	Rock block test along discontinuity surface	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	nDD	aDD	aDD		
3.2.2	Concrete block test along interface	aDD	aDD	aDD						oiF	
4.	Permeability										
4.1	<i>Inside Borehole (Lugeon)</i>	nF; nAC	nF; nAC	aF	nF			nF			
4.2	<i>In a joint pumping test</i>	nF; nAC	nF; nAC								
4.3	<i>Piezometric levels and ground-water flow</i>				nAC			nF	nF	oiF	nF
5.	Rock Anchor tests				nF; aDC; oiAC	nF; aDC; oiAC	aDD	aDD	aDC	oiDC	
6.	Rock movement monitoring										
6.1	<i>Long base extensometer</i>	nAC	nAC		nAC	nAC	nAC				
6.2	<i>Inverted pendulum</i>	aAC	aAC	aAC	oiAC						
6.3	<i>Slope indicator</i>				nAC				aAC		
6.4	<i>Blast and groundmotion monitoring</i>	oiDD	oiDD		nDC	nDC	nF; nDC	nF; nDC		oiDC	
6.5	<i>Rock noise monitoring</i>				aAC				oiAC	oiAC	

TABLE 7.2 — ROCK MECHANICS LABORATORY TESTS

LEGEND

Test importance	Stage of the work
n — necessary	F — Feasibility
a — advisable	DD — Detailed design
oi — of interest	DC — During construction
() — alternative	AC — After completion

LABORATORY MECHANICAL TESTS		TYPE OF WORK	FOUNDATIONS		NATURAL AND ARTIFICIAL ROCK SLOPES		UNDERGROUND WORK		ROCK EXCAVATION	HARBOUR AND OTHER SUBMARINE WORKS	
			Gravity Dams	Arch Dams	Large Structures	Involving Reservoirs	Involving other works	Large Underground Works	Tunnels, Shafts, Underground Mining		Open Air Mining, Quarries, Large Surface Excavations
1.	Uniaxial test			aF				aDD			
2.	Biaxial triaxial test			aDD	nDD	nDD	aDD	oiF; aDD			
3.	Poisson's Ratio			aDD				aDD			
4.	Sound velocity — Pulse and resonance			oiF		aF		aF		oiF	aF
5.	Direct shear		aF				aDD	aDD		aDD	
6.	Tensile (Brazilian) test					oiDD	oiDD	nDD			
7.	Hardness (Rockwell indentation, shore scleroscope, Schmidt Rebound Hammer)									nDD	
8.	Triaxial chamber for determining body forces due to interstitial pressure									nDD	
9.	Density			aDD	aDD	nF	aF			aDD	
10.	Water content				aDD	nF	aF			aDD	
11.	Porosity				aDD	nF	aF			aDD	
12.	Absorption				aDD	nF	aF			aDD	
13.	Permeability					nF	aF				aF

Vid laboratorietester är det särskilt viktigt att bestämma bergartens hållfasthet i relation till den vittringsgrad som förekommer vid respektive provtagningsplats. För att bedöma bergmassans egenskaper är det av värde att fastlägga sambandet mellan spänning, kohesion och inre friktionsvinkel med graden av mineralogisk omvandling.

Tester bör också utföras för att bestämma bergets deformationsegenskaper vid olika vittringsgrader samt egenskaper såsom densitet, porositet och vatteninnehåll. Anisotropin i förhållande till bergets hållfasthet och deformation är också av stor betydelse. I tabell 3.3 redovisas olika bergmekaniska tester som normalt används vid laboratorieundersökningar. Speciella laboratorieundersökningar behöver också utföras för att ge underlag med avseende på borrhutrustning för själva bergguttaget. Många maskinleverantörer har utarbetat egna tester men för bedömning av lämplig utrustning bör bergmaterialets hållfasthet, hårdhet, slipstyrka och petrografiska sammansättning undersökas.

3.4.7 Ingenjörsgelogisk uppföljning

Byggskedet av ett större bergprojekt pågår vanligtvis under flera år och inom ett relativt stort område. På grund av bergmassans heterogena sammansättning varierar de geologiska och bergtekniska egenskaperna. Varje försämring av bergmassans egenskaper påverkar i stort alla typer av aktiviteter inom produktionscykeln.

Den väsentligaste inverkan av försämrade egenskaper hos bergmassan är nedsatt indrift till följd av bergförstärkningar och ändringar i utsprängningsrutinerna. De geologiska förhållandena kan därför sägas styra förstärkningarnas omfattning, medan tunneldrivningens effektivitet inte enbart beror av förstärkningarnas omfattning utan också av vald förstärkningsåtgärd och vald utsprängningsstrategi. Vad man förlorar med omfattande förstärkningar kan man till viss del ta igen med en god planering av drivningen, d v s genom att förstärkningsinsatsen synkroniseras med utsprängningen.

Valet av förstärkningsmetod och utsprängningens synkronisering med förstärkningsarbetet kan vara av större betydelse för tunneldrivningens effektivitet än det faktum, att berget är dåligt och förstärkningen omfattande. Detta förutsätter då, att tekniskt försvarbara förstärkningsåtgärder utförs, d v s att tunneln får en fullgod stabilitet såväl under arbetets gång som under dess livslängd.

En ingenjörsgelogisk kartering innebär, att geologiska och bergtekniska data insamlas och bedöms i takt med utsprängningen. Denna bedömning har avgörande betydelse för beslut om erforderliga förstärkningar, både tillfällig förstärkning under byggtiden och permanent förstärkning. I samband med byggande i berg används i flera länder grova tumregler vid dimensionering av förstärkningar. Detta sammanhänger bl a med de stora variationerna i egenskaper hos berget och svårigheterna att definiera egenskaperna och konsekvenserna.

Ingenjörsgelogens bedömning är härvid betydelsefull eftersom han på grundval av den kontinuerliga uppföljningen är väl förtrogen med de speciella bergförhållandena vid anläggningen. Detta innebär, att beslut om permanent förstärkning kan baseras på uppmätningar, analysresultat av sprickfyllnader, statistisk bearbetning av sprickdata, redan vunna erfarenheter etc, vilket kan ge en säkrare och effektivare bedömning än en tillfällig besiktning och bedömning. När det gäller dåliga bergpartier kan dessa redan vara dolda av sprutbetong, som applicerats som tillfällig förstärkning och därmed omöjliggör en bra bedömning.

En ytterligare fördel med kontinuerlig uppföljning är, att prognosmöjligheterna framför tunnelgaveln ökar. Sprickorientering och bergmassans kvalitet i övrigt kan vara sådan att sämre berg inom nästa salvomgång kan förutses och därmed kan en bedömning av nödvändiga åtgärder göras före nästa salvbörning. Denna form av kontinuerlig uppföljning ökar möjligheterna till säkrare prognoser avseende bergförhållandena. Planeringen av utsprängningen kan bli bättre och säkrare med en effektivare och mera rationell utsprängning som resultat.

Resultaten från den ingenjörsgelogiska uppföljningen bör redovisas i takt med utsprängningen i syfte att användas som underlag för direkta byggnadstekniska åtgärder. Redovisningen bör omfatta ritningar som utvisar geologiska, bergtekniska och hydrogeologiska förhållanden, bearbetning och tolkning av bergtekniska parametrar, utförda mätningar och tester etc. Vid den slutliga redovisningen bör också samtliga förstärknings- och tätningsåtgärder dokumenteras, där deras läge, typ och omfattning framgår. Detta har bl a stort värde vid en eventuell konsekvensanalys av förstärkningens relation till de geologiska förhållandena. Resultatet från den ingenjörsgelogiska uppföljningen kan också användas för att jämföra utfallet av den bergtekniska prognosen vid förundersökningen.

3.5 METODER, METODVAL OCH TOLKNING

De i föregående avsnitt redovisade metoderna används vid förundersökningar av större undermarksanläggningar i vitt skilda delar av världen och kan i allmänhet helt eller delvis utnyttjas oberoende av typ av anläggning eller geologisk miljö. Normalt utförs en förundersökning med en kombination av metoder för att ge den information, som är nödvändig ur teknisk synpunkt och för att täcka in komplexa geologiska förhållanden.

Ett flertal av de beskrivna metoderna kan betraktas som standardmetoder, men däremot kan aldrig begreppet standardundersökning användas, eftersom *s t a n d a r d g e o l o g i* är ett okänt begrepp. Därför måste varje undersökning anpassas till de speciella geologiska villkor, som råder i undersökningsområdet och till de specifika tekniska krav och förutsättningar som gäller för projektet. En väl planerad förundersökning utförs i flera steg, där varje steg resulterar i ökad kunskap om de geologiska och bergtekniska förhållandena och indikerar samtidigt vilken information som saknas och vilka undersökningsmetoder som bör användas för önskad information.

Nedan sammanfattas de tidigare beskrivna metoderna och dessutom beskrivs kortfattat, vilken information respektive metod kan ge. Sammanfattningen följer i stort den metodbeskrivning som anges i ISRM (1975).

3.5.1 Geologiska undersökningar

De geologiska undersökningarna utgörs dels av en regional geologisk kartläggning, dels av en detaljerad geologisk undersökning. Den information som erhålls genom den regionala kartläggningen ger möjlighet att få en bild av områdets geologiska historia, ger en uppfattning om bergartstyper, förekomster av eventuella svagheter i bergmassan och eventuella aktiva geologiska processer. De regionala undersökningarna kan också indikera större svaghetszoner, som är dolda eller omöjliga att observera i det egentliga anläggningsområdet. Resultaten kan sålunda utgöra ett grundmaterial för planering och tolkning av en detaljerad undersökning.

Den detaljerade undersökningen tillhandahåller ritningar och sektioner, som visar anläggningsområdets detaljerade geologi, resultat från provtagning och borrhälsloggning etc. I samband med kartläggningen av anläggningsområdet ges såväl geologiska som bergtekniska klassifikationer, geologisk tolkning och korrelation av data, vilket möjliggör upprättande av en tredimensionell geologisk bild.

3.5.2 Geofysiska metoder

Exempel på ofta använda geofysiska metoder är elektrisk resistivitet, seismisk refraktion och reflektion, geofysiska och nukleära och andra metoder för borrhälsloggning.

Elektriska resistivitetsmätningar ger ett mått på markens resistivitet och ger en uppfattning om djupet till bergytan och därmed de lösa jordlagrens mäktighet eller mäktigheten av vittrat berg. Mätningarna är också användbara för exempelvis klarläggande av grundvattennivåer och olika typer av svaghetszoner.

Seismisk refraktion tillhandahåller värden på de seismiska vågornas hastighet i olika bergartslager och därmed uppgifter om mäktigheten av dessa lager. Den

seismiska hastigheten kan också ge information om bergmassans sprängbarhet och dynamisk elasticitetsmodul. Om seismisk refraktion utförs i ett tidigt skede erhålls en preliminär uppfattning om anläggningsförhållandena och dessa resultat kan användas vid planering av direkta undersökningar som exempelvis borrhning. Om seismisk refraktion utförs parallellt med borrhning kan resultaten utnyttjas för interpolering av bergförhållandena mellan borrhålen och för extrapolering till områden, som inte täcks in av borrhningarna.

Seismisk reflektion ger värden på de seismiska vågornas gångtider och de geofysiska och nukleära metoderna ger värden på elektriska, seismiska och radioaktiva egenskaper hos bergmaterialet. De sistnämnda metoderna kan i vissa fall vara användbara för att ge förklaring till kärnförluster i diamantborrade hål och kan också ge information om hydrogeologiska, litologiska och tektoniska förhållanden.

3.5.3 Borrhning och provtagning

Rotations och slående borrhmetoder ger en indikation om exempelvis övergången mellan jord och berg och gränser mellan svagt och hårdare berg. De kan också ge värdefulla data om bergmassans borrhbarhet, borrhastighet, utnötning av borrhskär etc. Borrhkax kan i viss mån användas för att bestämma växlingen i bergartstyp. Kärnborrning ger utmärkt information om bergmassans egenskaper och kan i kombination med andra metoder användas för att få en god geologisk bild av området. Kärnorna kan sedan användas för bestämning av olika bergmekaniska egenskaper.

3.5.4 Borrhålskikare och TV-granskning

Dessa metoder ger god information om geometriska och fysiska karakteristika av bergmassans diskontinuiteter genom den visuella möjligheten att inspektera borrhålsväggarna. Metoden är särskilt användbar i sådana borrhål, där det förekommer mycket kärnförluster.

3.5.5 Permeabilitetsundersökningar och injekteringstester i borrhål

Permeabilitetsmätningar medger uppgifter om bergmassans relativa täthet på olika nivåer längs borrhålet. De erhållna resultaten kan sedan bl a användas till att bedöma förväntad in- och utläckning till anläggningen, tätningsbehov etc. Injekteringstester i borrhål tillhandahåller exempelvis information avseende hålrumsvolymer och kaviteter, injekteringens receptivitet och lämplig injekteringsmetodik.

3.5.6 In situ mätningar av deformationer och spänningar i borrhål

Med hjälp av dessa mätningar kan bergmassans deformationskarakteristika och bergmassans spänningsförhållande indikeras såväl före som efter byggskedet. I Sverige har bergspänningsmätningar utförts till 500 m djup under markytan.

3.5.7 Bergslitsar, schakter och tunnlar

Med denna undersökningsmetod kan värdefulla geologiska och bergtekniska data erhållas i områden där exempelvis naturliga bergblottningar saknas. Den kartläggning som utförs integreras med den övriga undersökningen för att komplettera den geologiska bilden av anläggningsområdet.

3.5.8 In situ tester i utsprängda schakt och tunnlar

De kan utgöras av deformationstester, direkta skjuvförsök och spänningsmätningar. Deformationstesterna ger information om exempelvis sättningar, reologiskt uppträdande och direkta skjuvtester ger värden på sprickornas och bergartsmaterialets skjuvhållfasthet och styvhet. Spänningsmätningar ger uppgifter om det primära spänningstillståndet in situ i olika riktningar runt bergrummet eller tunneln.

3.5.9 Sprängbarhetstester

Med hjälp av dessa försök undersöks olika villkor och förutsättningar för själva sprängningen. Testresultaten kan sedan ge anvisning om lämplig uttagsmetod.

3.5.10 Allmänna synpunkter på metodval

De geologiska förhållandena och de tekniska kraven är styrande för val av undersökningsmetoder. Det finns emellertid andra faktorer, som har betydelse för valet, nämligen anläggningsområdets allmänna karaktär, tillgänglig utrustning och personal samt den specifika kostnaden av en viss metod. I British Standard 5930:1981 redovisas synpunkter på metodval av vilka några sammanfattas enligt följande.

De topografiska förhållandena, markytans karaktär och redan befintliga byggnader inom anläggningsområdet kan medföra problem för borrhning och geofysiska undersökningar. Om exempelvis marken har dålig bärighet kan enbart lätt utrustning användas. Ett alternativ kan vara att bygga speciella tillfartsvägar eller använda helikopter. Skall borrhning utföras på mycket branta sluttningar kan det också innebära byggande av tillfartsvägar eller någon form av anordning, som kan fira utrustning upp eller ned till borrhplatsen.

Vissa borrhningsmetoder eller fältförsök kräver vattenförsörjning och i vissa länder kan det finnas juridiska hinder mot att använda vatten för sådana ändamål. I andra fall finns inte vatten tillgängligt vid borrhplatsen, vilket kan nödvändiggöra tillfällig vattenförsörjning genom rörledningar eller liknande. Alternativa undersökningsmetoder kan bli aktuella i sådana lägen, som tex rotationsborrhning med luftspolning. Ett annat exempel på restriktioner i metodval är i samband med seismiska undersökningar i bebyggda områden, där användning av sprängmedel kan vara helt omöjligt.

Bergmassans karaktär och karakteristika kan ofta ha avgörande betydelse för valet av undersökningsmetod. I vittrat svagt berg och i hårt berg med hög sprickfrekvens är det ofta problem med kärnåtervinningen. Detta kan i vissa fall avhjälpas med större borrdiameter, men där vittrat berg förekommer relativt ytnära är någon form av schaktgrop eller bergslits att föredra. En annan fördel med det senare är också, att större prover kan uttas för laboratorietester.

Prover på sprickfyllnader av typ lera, silt etc kan många gånger gå förlorade genom erosion av spolvattnet och därför kan luftspolning vara ett alternativ i sådana lägen. I allmänhet ger kärnborrning möjlighet att undersöka det intakta bergmaterialets geologiska och tekniska egenskaper samt möjliggör en bedömning av sprickfrekvens men inte sprickornas strykningsförhållande. För detta ändamål kan borrhålskikare, TV-kamera eller impression packer vara användbara. Det förekommer också olika metoder för orientering av kärnor och ingående diskontinuiteter.

Det finns givetvis många kombinationsmöjligheter vad gäller borrhningsmetoder. Erfarenheten visar emellertid, att den tid som står till förfogande för en förundersökning i regel inte möjliggör något avancerat experimenterande för att nå bästa möjliga kombination. Därför bör uppmärksamhet riktas mot att välja den mest lämpliga borr- och provtagningsmetoden redan i samband med planeringen av undersökningarna.

Undersökningar i borrhål ger de bästa indikationerna avseende bergmassans egenskaper. Vid vissa typer av borrhålsundersökningar måste emellertid hänsyn tas till den störning, som berget utsätts för i samband med borrhningen. Standard penetration tester kan ge en grov uppskattning av hållfasthets- och kompressibilitetsvariationen i svagt berg. Permeabilitetsundersökningar ger ett mått på bergmassans relativa täthet, som i sin tur kan användas för en bedömning av öppna sprickor och andra typer av vattenförande diskontinuiteter. Dilatometer-tester kan användas för att undersöka deformationsegenskaper och i viss mån hållfasthet.

Den bästa metoden för bestämning av bergmassans egenskaper torde ändå vara visuell undersökning och fältförsök i utsprängda schakt och tunnlar.

I de flesta fall beror bergmassans uppträdande till största delen av de ingående diskontinuiteternas geometri och karaktär. Efter att flygbildstolkning, kartering av bergblottningar, borrhning av vertikala och lutande borrhål utförts inom ett område kan det vara nödvändigt att spränga schakt och undersökningstunnlar och utföra borrhål med stor diameter för visuell observation och uppmätning av diskontinuiteter. Påslag, tillfartstunnlar, olika bergschakter som ingår i ett projekt kan också utnyttjas för undersökningar. I dessa utrymmen finns också möjlighet att utföra storskaliga in situ försök samt provtagning av större, orienterade prover för laboratorieundersökningar. I allmänhet behövs ett ortogonalt system av utsprängda och blottade bergväggar för att kunna bestämma diskontinuiteternas fördelning. Avståndet mellan undersökningsschakterna bestäms i första hand av diskontinuiteternas inbördes avstånd och anläggningens storlek.

Förundersökningens geografiska omfattning bestäms bl a av den geologiska variationen i området, grundvattenförhållanden och typ av projekt, vilket innebär att en mycket komplex geologisk situation påverkar storleken på det område, som bör ingå i undersökningen. Undersökningsdjupet styrs vanligen av anläggningens utformning, men det kan vara nödvändigt att gå djupare inom vissa begränsade avsnitt för att få en täckande bild av geologin.

Det är väsentligt att inse, att undersökningsmetoder såsom flygbildstolkning, kartläggning av naturliga bergblottningar, indirekta och direkta undersökningar av bergmassan på djupet enbart ger en mer eller mindre sann bild av detaljgeologin inom ett anläggningsområde. Möjligheten finns alltid att icke identifierade variationer och diskontinuiteter kan förekomma (slumpstrukturer), vilket också inkluderar laterala eller vertikala variationer inom en given lagerföljd. Osäker-

heterna kan reduceras men aldrig helt elimineras. Exempel på åtgärder som till viss del kan reducera osäkerheten är utnyttjande av lutande borrhål som vid många tillfällen kan vara av synnerligen god hjälp för tolkningen av bergmassans variationer mellan vertikala borrhål. Ytterligare information om bergmassan mellan undersökningshål kan fås med hjälp av geofysiska metoder.

Generellt kan sägas att undersökningens laterala och vertikala omfattning skall vara sådan, att den ger tillräcklig data för en adekvat och ekonomisk projekt-design. Den skall dessutom kunna ligga som underlag för bedömning av lämpliga uttagsmetoder och täcka det område, som berörs av anläggningsarbetena och den färdiga anläggningen.

Platser för ansättning av borrhål skall väljas på sådant sätt att en allmän geologisk bild av anläggningsområdet kan erhållas. Ytterligare detaljerad information behövs vid platser för särskilt viktiga eller känsliga byggnadskonstruktioner, vid platser där speciellt svåra byggnadstekniska problem kan förväntas samt i områden med komplicerade grundförhållanden.

Det finns givetvis inga fasta regler för avståndet mellan borrhål eller andra undersökningspunkter och inte heller undersökningsdjup. Detta måste bedömas från fall till fall med beaktande av anläggningstyp, ekonomi, geologiska förhållanden etc. Om undersökningsdjupet kan dock sägas, att det i första hand styrs av det djup till vilket anläggningen kan komma att påverka bergmassan och grundvattnet.

3.5.11 Tolkning av undersökningsresultaten

Tolkningen av det insamlade materialet startar i samband med den preliminära undersökningen och pågår sedan fortlöpande i takt med att ny information blir tillgänglig. Genom detta förfaringssätt är det möjligt, att under fält- och laboratorieundersökningarna upptäcka och förklara olika typer av geologiska anomalier. Med den byggnadstekniska bakgrunden klarlagd och med hjälp av den geologiska tolkningen är det möjligt, att vid behov modifiera undersökningsinsatsen allteftersom undersökningen fortskrider.

I samband med de flesta förundersökningar tillkommer en byggnadsteknisk tolkning och rekommendationer, vilket innebär, att den slutliga rapporten utformas i två delar, distinkt skilda från varandra. Den ena delen utgörs av en beskrivande rapport medan den andra innehåller analyser, slutsatser och rekommendationer. Tidigare i texten har också framhållits vikten av att skilja mellan faktiska observationer och tolkningsresultat.

Planeringen av förundersökningen, valet av metoder, den geologiska tolkningen och den tekniska utvärderingen av resultatet är avgörande för ett framgångsrikt byggande. Samtidigt som den tekniska utvärderingen kanske är den väsentligaste delen i den totala undersökningen är den också den del som mest har karaktären av konst. Under senare år har mycket sofistikerade, vetenskapligt utvecklade undersökningsmetoder kommit fram, men fortfarande kvarstår det faktum, att de mätvärden som erhålls och den därpå upprättade geologiska modellen måste utvärderas på ett tekniskt relevant sätt. En sådan utvärdering är fortfarande i första hand beroende på personlig erfarenhet och kunskap hos den som utför utvärderingen. Utvärderingsmetodikerna skulle kunna utvecklas i samma takt som metoderna att undersöka berget, om erfarenheter från byggande av stora undermarksanläggningar redovisades i den tekniska litteraturen i högre grad än vad nu görs. Detta gäller främst sådana undermarksarbeten, där den tekniska utvärderingen visade sig delvis eller helt felaktig.

Vid framför allt förundersökning av stora projekt eller vid komplicerade frågeställningar och geologiska förhållanden kan en övergripande referensgrupp vara av stort värde för projektet. Genom att organisera en sådan grupp (med byggherrens tillstånd), som följer arbetet innan förundersökningsplanen definitivt fastställs, ökar man förutsättningarna för en såväl geologisk-teknisk som ekonomisk optimal förundersökning.

3.6 LITTERATUR

British Standards Institution, 1981: Code of practice for site investigations. British Standard BS5930:1981, 147 pp. London.

CARLSSON, A., and OLSSON, T., 1982: Characterization of deep-seated rock masses by means of borehole investigations. In situ rock stress measurements, hydraulic testing and core-logging. Statens Vattenfallsverk, Final Report 5:1, 155 pp. Stockholm.

DOWDING, C.H., and MILLER, J.B., 1975: Comparison of predicted and encountered geology for 7 Colorado tunnels. MIT, Publication No. R75-6, 146 pp. Cambridge, Massachusetts.

HELFRICH, H., BERGMAN, M., CARLSSON, A., FRANZEN, T., GRANLUND, N., NORD, G., PALMQVIST, K. och STANFORS, R., 1979: Förundersökningars värde och omfattning. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Rapp. 18:2/79, 226 pp. Stockholm.

ISRM, 1975: Recommendations on site investigation techniques. International Society for Rock Mechanics, 56 pp. Lisboa.

MORFELDT, C-O., BERGMAN, M., och LUNDSTRÖM, L., 1973: Bergundersökningar. Kvalitetsvärdering av undersökningsmetoder. Byggforskningen, R34:1973, 116 pp. Stockholm.

4 BYGGNADSTEKNISK KLASSNING

Hans Fagerström

4.1 SVÄRIGHETER I OLIKA SLAGS BERG

Som nämnts i föregående avsnitt delas bergarterna upp i tre huvudtyper: kristallint, sedimentärt och omvandlat berg. De svårigheter som möter en tunnelbyggare är direkt kopplade till sådana svagheter som karakteriserar var och en av dessa geologiska huvudtyper.

4.1.1 Riskabla bergegenskaper

Allt berg utsätts för klimatisk inverkan såsom vittring, varför det förr eller senare kommer att täckas av en kapa med mekaniskt eller kemiskt sönderdelat material. I våra trakter, vilka varit täckta av inlandsisen, har denna vittringsskålla hyvlats bort på större delen av ytan, så att det friska berget blottats. Geologiskt sett har tiden därefter varit för kort för att en ny vittringsskåpa skulle hinna utbildas.

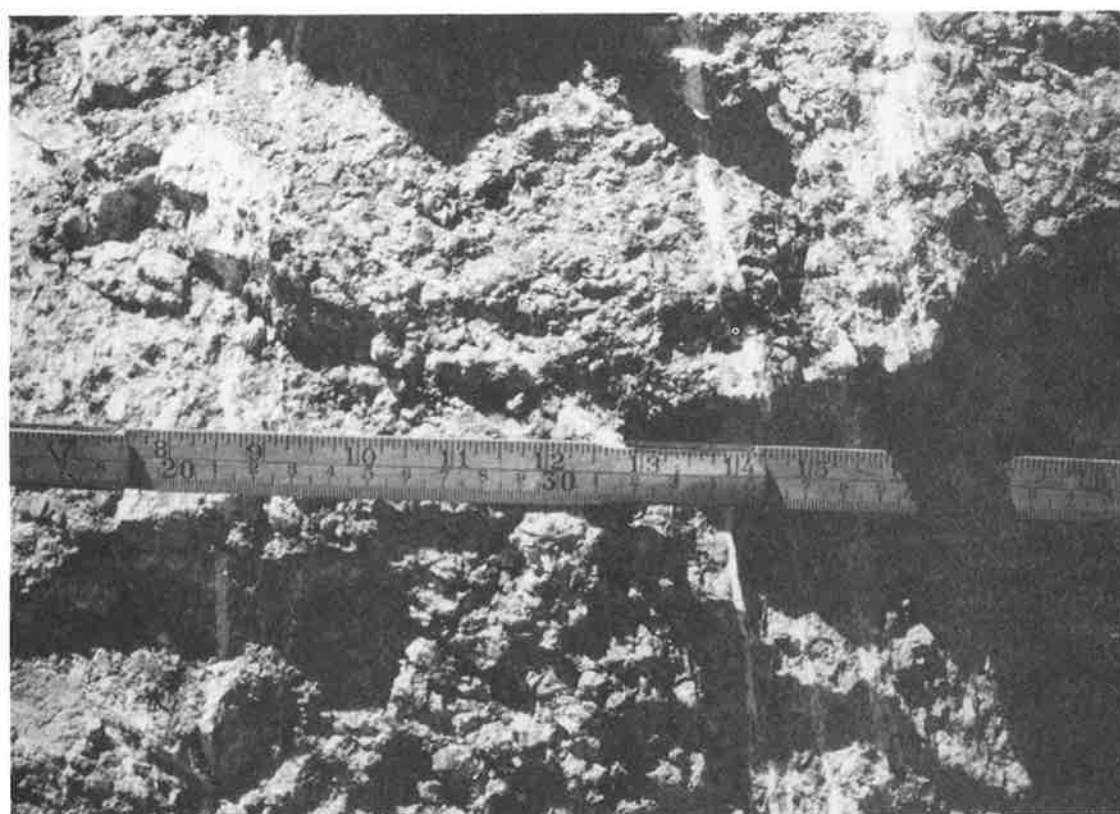
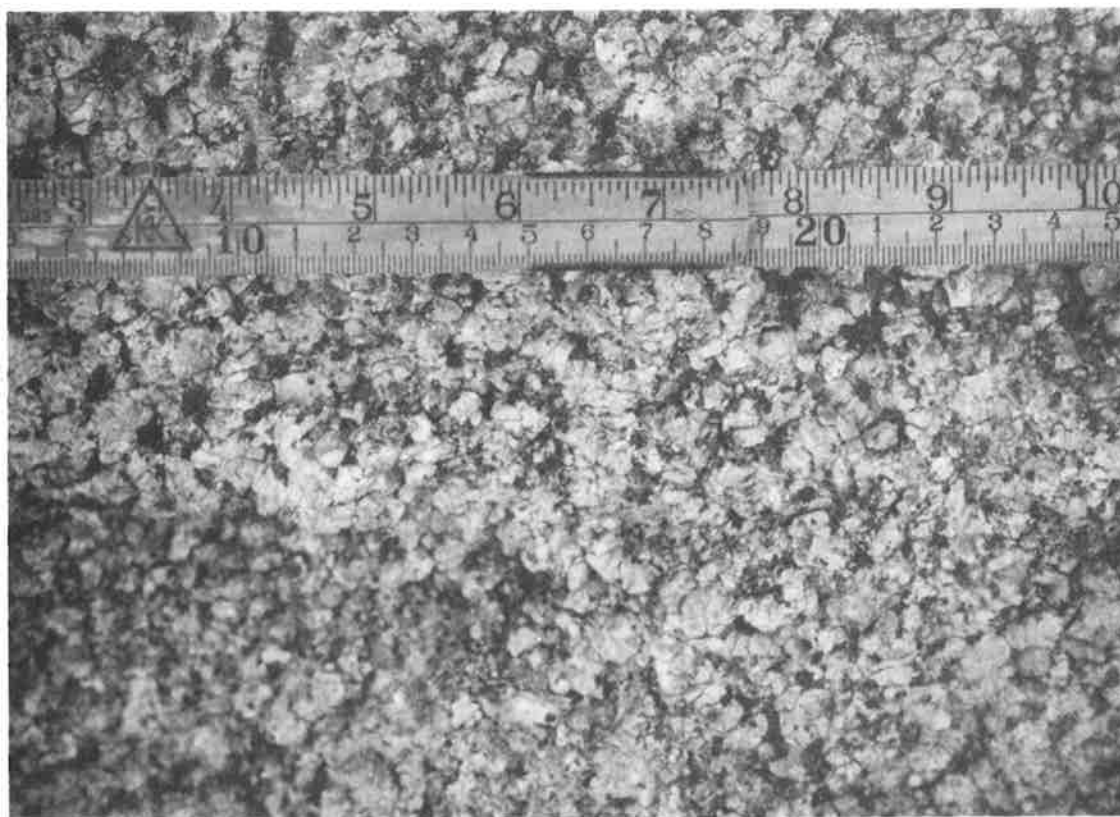
Det berg som byggare träffar på utomlands har i större delen av världen inte utsatts för isens renande inverkan. Där finns det vittrade berget kvar, såvida det inte spolats rent av strömmande vatten och regn. Även i kristallina bergformationer kan man därför möta en typ av dåligt berg som inte är vanlig här hemma. Härtill bidrar också att vittringen och sönderdelningen sker både snabbare och mer djupgående i varm, fuktig luft än i torrt, kallt klimat. Därför ökar vittringen i allmänhet från polerna mot ekvatorn och på varje breddgrad dessutom med ökande årsnederbörd. Det är framför allt bergets yttre delar ner till 30-50 m djup samt dräneringspartier i form av förkastnings- och andra rörelsezoner, som är utsatta för vittringens nedbrytande effekt.

Utomlands finns också i större utsträckning sedimentärt berg som endast förekommer mer lokalt i Sverige. Även detta berg utsätts för vittring. Det är emellertid för sin fasthet beroende också av den motsatta egenskapen: cementering. Denna kan vara av väl så växlande beskaffenhet, från stor fasthet i en del sandstenar till en hopkittning som närmast kan karakteriseras som stark överkonsolidering i lerskiffrar. Som en följd av skiffrens vattenkänslighet och stundom också förekomst av svällande mineral kan man här dessutom råka ut för både kort beständighet och höga bergtryck.

I sedimentärt berg såsom kalksten förekommer ibland ett annat fenomen av stor teknisk betydelse, nämligen utlösning av bergmaterialet genom vattnets inverkan till vattenförande kanaler och håligheter.

Särskilt i områden med senvulkanisk aktivitet och i kolförande skiffrar kan man i samband med tunnel- och bergrumsarbeten utsättas för explosiva eller giftiga gaser såsom metangas och svavelväte.

De egenskaper hos utländskt berg, vilka kan välla andra svårigheter än man normalt möter vid undermarksbyggande i Skandinavien, kan sammanfattningsvis hänföras till:



Figur 4.1 Grovkornig granit som genom vittring blivit så lös att den kan schaktas för hand.

- o djupgående vittring,
- o ofullständig cementering,
- o skiftande tektonik,
- o höga bergtryck,
- o kort beständighet (stand-up time),
- o plötsligt vatteninflöde,
- o riskabla gaser.

Nedan belyses kortfattat dessa risker i några vanliga bergartstyper (Terzaghi, Proctor & White, 1946). Genom en insiktsfull regional beskrivning av geologin är det oftast möjligt att förutse vilka slags svårigheter som kan möta men däremot knappast att göra en kvantitativ utvärdering av kostnadsfördyringar och förseningar. Härtill fordras fältundersökningar såsom kärnborrningar, vatteninpressningsförsök, pilottunnlar etc och kontinuerlig uppföljning under byggnadstiden.

4.1.2 Kalksten och sandsten

Genom förekomst av utlösningsskanaler i kalksten kan man där råka ut för kraftiga vattenflöden eller för en inströmmande blandning av sand och vatten. Vid passage av krosszoner i kalksten och sandsten drivs tunnlar i värsta fall på samma sätt som i jord, men sådana svaghetszoner är i de flesta fall korta.

Där berget inte är krossat, är det sannolikt att bergtrycken håller sig inom måttliga gränser.

Förekomst av farliga gaser som koldioxid och svavelväte är ovanliga utom i vulkaniska områden.

4.1.3 Lerskiffer

Helt avgörande för tunneldrivningen är typen av skiffer, vilken kan variera från bra berg till styv, svällande lera. Inom en och samma formation är drivningsförhållandena emellertid oftast tämligen likartade och bergtrycken antingen hela tiden låga eller hela tiden höga. Allmänt gäller att man kan möta problem med stora bergutfall.

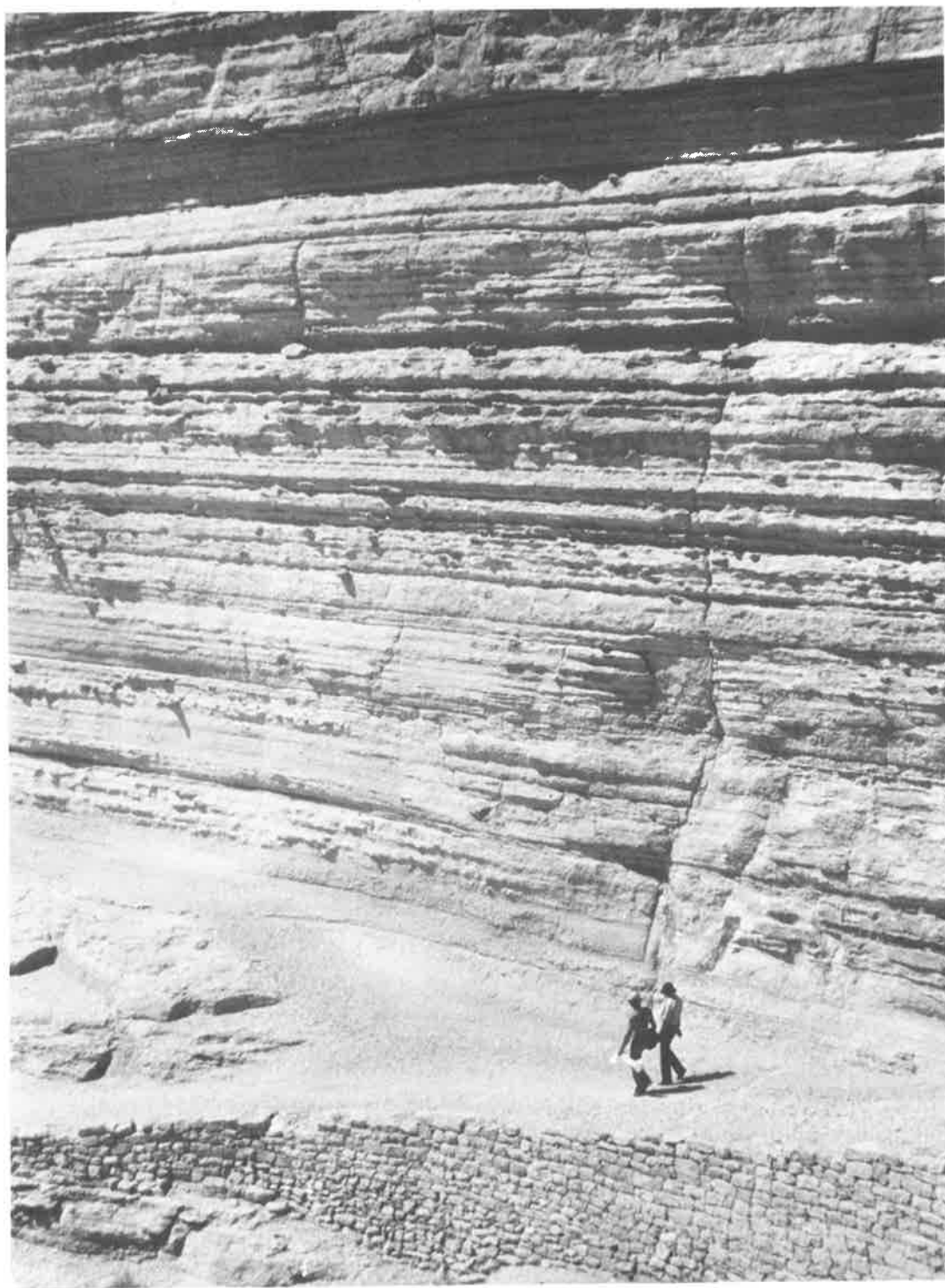
Vattentillrinningen är i allmänhet ringa, men stora vattenflöden kan uppkomma där vattenförande formationer vilar på lerskiffer.

Skiffrar innehåller ibland kol eller anhydrit. I kolförande formationer har explosiv gas, metan, påträffats vid upprepade tillfällen.

Vatten som rinner genom bergsprickor kan i kontakt med anhydrit förvandla denna till gips, varvid stora svälltryck uppstår. Dessutom kommer vattnet att innehålla kalciumsulfat, vilket är aggressivt mot betong, samt svavelväte, vilket är giftigt.

4.1.4 Andra skiffrar

I intakta skiffrar är bergtrycken vanligen små eller måttliga, varför tunneldrivning normalt inte vällar speciella svårigheter. Dock kan vattenflöden och bergutfall bli stora.



Figur 4.2 Berggrunden i centrala Saudi Arabien utgörs av kalksten från Jura och Krita med delvis mycket markerad skiktning.

Kemisk vittring är emellertid vanlig, varvid man kan stöta på både klämborg (squeezing) och svällberg med höga bergtryck. I många tunnlar genom omvandlade skiffrar och växlande tektonik har höga bergtryck förekommit i kombination med häftiga vatteninflöden.

4.1.5 Kristallina djupbergarter

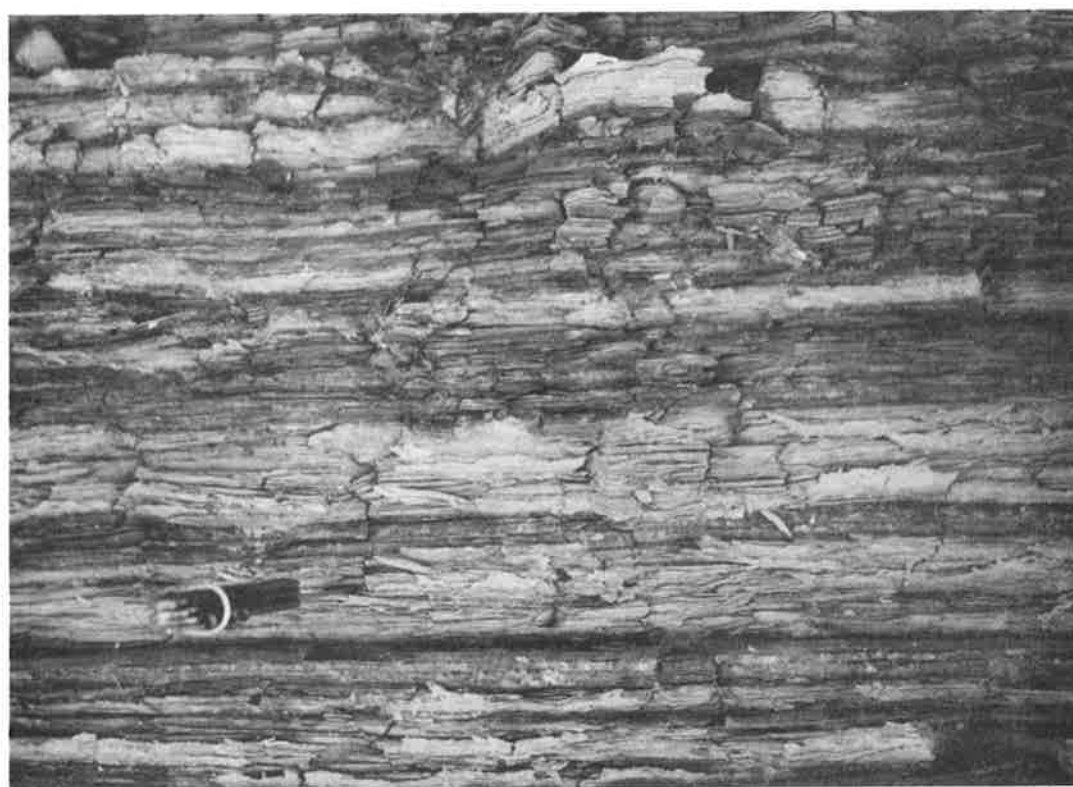
I berg av granit och gnejstyp drivs flertalet tunnlar och berggrum utan större bergförstärkningar eller vattensvårigheter. Emellertid stöter man ibland på extremt besvärliga förhållanden med kraftiga vattenflöden samt flytjord och svällberg.

Sannolikheten för tunneldrivningssvårigheter är alltså i allmänhet liten, men undantag kan förekomma och totalt kullkasta planering och kostnadsberäkning. Ofta kan sådana förhållanden inte bedömas från ytan utan kräver mer ingående undersökningar.

4.1.6 Vulkaniska ytbergarter

Ytbergarter av typen ryolit påträffas ofta i kontakt med vulkaniska tuffer eller breccior i starkt vittrat och omvandlat skick. Både tuff och breccia kan även förekomma nästan okonsoliderade.

Förkastningszoner i vulkaniskt berg kan vara starkt vattenförande och unga vulkaniska bergarter kan innehålla farliga gaser, varför tunneldrivning under sådana förhållanden från första början bör betraktas som riskabel.



Figur 4.3 Den uppspruckna vägbeläggningen i Tabuk, Saudi, ger en första varning om ogynnsamma grundförhållanden. Grunden består av montmorillonitisk lerskiffer som i fuktigt tillstånd sväller starkt, vilket kan påvisas med enkla laboratorieförsök.

4.2 GEOTEKNISK BERGKLASSIFICERING

De flesta metoder för bergbeskrivning i samband med bergrumsarbeten och tunneldrivning anger bergbeskaffenhet genom någon slags klassning avseende antingen

- o förstärkningsbehov
eller
- o drivningsförhållanden.

4.2.1 Metodernas begränsningar

Allmänt gäller att metoderna, för att vara hanterbara, måste innebära grova förenklingar av en komplex geologisk verklighet. Denna försöker man grovt beskriva med utgångspunkt från den geologiska strukturen och grundvattenförhållandena. Detta innebär att metoderna antingen blir generellt onoga eller också bara gäller inom ett starkt begränsat tillämpningsområde. Allmänt gäller också att tillförlitligheten ökar enormt, när förutsägelserna om bergbeskaffenheten kan följas upp och förstärkningskraven får detaljpreciseras först under arbetets gång.

Tre tänkvärda synpunkter bör vara klargjorda innan något system förordas:

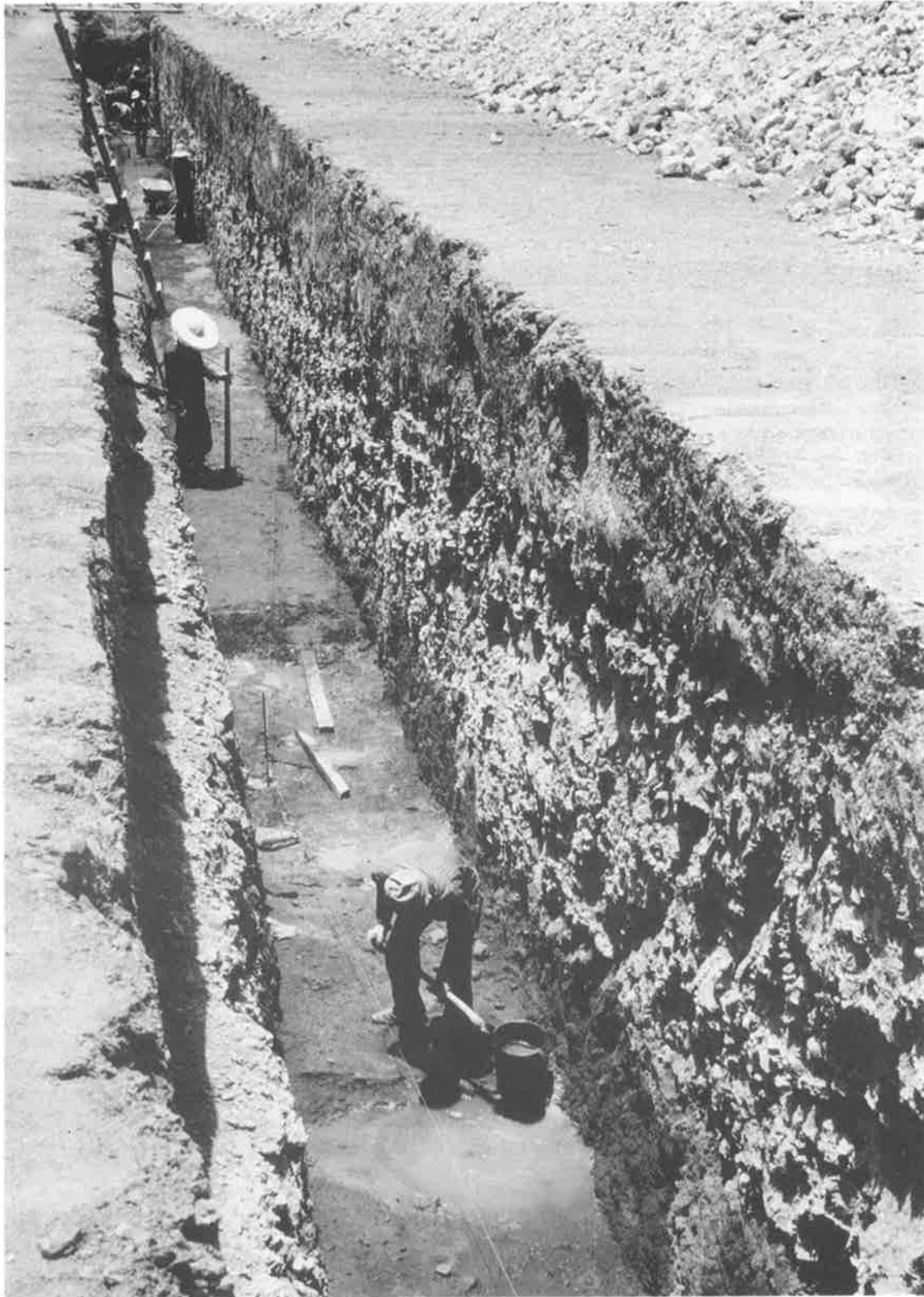
- o Bergklassificering är ett nödvändigt ont.
- o Varje enskild metod medger goda bedömningar bara för förhållanden likartade dem för vilka de kalibrerats.
- o När olika metoder tillämpas på samma bergklassificeringsfall, när man i allmänhet något skiljaktliga resultat.

Tidigare har det varit vanligt att handlingarna rörande bergets beskaffenhet varit starkt geologiskt betonade utan systematiska försök att avpassa informationen till mottagarens byggnadstekniska språk. På senare år har stora ansträngningar gjorts att systematisera och beskriva resultaten från bergundersökningen på liknande sätt som man redovisar materialegenskaperna hos andra byggnadsmaterial än berg. Detta är bakgrunden till att det nu förekommer en rik flora av metoder att byggnadsgeologiskt beskriva berget.

Vilka metoder man än väljer, måste man ha klart för sig att ingen täcker alla aspekter på bergbyggandet, utan att varje system är anpassat för något primärt syfte med byggnadsteknisk anknytning till bergmassans mekaniska egenskaper. Dels används bergmassans struktur, sprickavstånd och sprickkaraktär som klassificeringsfaktorer, dels bergmaterialets hållfasthets-, deformations- och brottegenskaper.

I detta avsnitt lämnas en sammanställning över de vanligaste eller mest användbara sätten att beskriva berget till ledning för bedömning av förstärkningsbehov, vatteninläckning och uttagsmetod.

För att ett system skall kunna användas praktiskt måste det också vara tillräckligt översiktligt, eftersom krav på detaljrikedom driver upp undersökningskostnader och utvärderingsarbete oproportionerligt i förhållande till nyttan.



Figur 4.4 Karakteristiska formationer i en rörgravsschakt enligt internationell byggnadsgeologisk klassificering: vind- och vattentransporterad jord, residualjord, berg.

4.2.2 Byggnadsgeologisk beskrivning

I vittrat eller cementerat, kristallint eller sedimentärt berg utomlands förekommer ofta en successiv övergång från jord till berg. Den byggnadsgeologiska beskrivningen av markförhållandena kommer därvid att behöva omfatta både jord och berg (British Standard BS 5930:1981 och VBB Special Report 21:81.2). För den fortsatta behandlingen avseende undermarksbyggande i svagt berg begränsas här framställningen huvudsakligen till klassificering av berg.

Den systematiska beskrivningen bör därvid omfatta tre begrepp:

- o bergarten,
- o bergmassan,
- o svaghetszonerna.

Bergarten beskrivs med hjälp av färg, kornfördelning, kornform, struktur, vitrering eller annan klimatförändring, cementering, geologisk benämning, hållfasthet och sprickighet. Beskrivning av bergmassan innebär kompletterande uppgifter omfattande bergartstyp med hänsyn till geologiska former samt svaghetszoner och detaljer av vittringsprofilen. Slutligen behandlas karaktären av svaghetszonerna med särskild tanke på deras byggnadstekniska betydelse. De olika begreppen framgår av litteraturreferenserna och den geologiska benämningen av föregående avsnitt "Den geologiska bakgrunden". Beskrivningen kan systematiseras genom användning av formulär, t ex VBB Soil Classification Chart, figur 4.5. Den kan också schematiseras med hjälp av förkortningar av motsvarande typ som för svensk geoteknisk jordartsredovisning, figur 4.6. Ytterligare en, internationellt godtagbar metod beskrivs nedan i avsnitt 4.2.3 och figur 4.7.

Vad som framför allt är av betydelse i samband med den byggnadsgeologiska beskrivningen är att identifiera gränserna mellan skilda geologiska zoner eller formationer. I detta sammanhang brukar de representera betydande förändringar i byggnadstekniska egenskaper.

4.2.3 ISRMs geotekniska bergbeskrivning (Basic Geotechnical Description, BGD)

En allmän brist i både geologiska och geotekniska rapporter avseende bergfrågor har varit avsaknaden av ett gemensamt språk för att beskriva en bergmassas egenskaper åt den som inte är i tillfälle att observera berget med egna ögon. Av detta skäl har en kommitté för klassificering av berg och bergmassor inom International Society for Rock Mechanics (ISRM) 1980 lagt fram ett förslag till systematisk bergklassificering: "Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD)".

Målsättningen har varit:

- o att forma ett gemensamt språk inom bergmekaniken,
- o att tillhandahålla kvantitativa data för lösning av praktiska problem,
- o att använda enkla mätningar snarare än enbart visuella observationer.

För att beskriva de bergmekaniska egenskaperna hos en bergmassa anger man följande fem karakteristika:

- o bergartens namn med en enkel geologisk beskrivning,

Figur 4.5 VBB Soil Classification Chart.

Date		Purpose		Project									
BATUK AREA 25		FOUNDATION FOR AN INDUSTRIAL BUILDING		A B C D HOUSING 3:6 9209									
Field work		Investigator or Method		Project Number									
Date 1980-10-22 LARS WALLEBO		TEST PITs EXCAVATED BY MACHINE		9209									
Field classification		Laboratory classification		SOIL CLASSIFICATION CHART									
Date 1980-10-23 ANDERS HEINER		Date 1980-11-05 BRED ROSWALL											
VBB sample number	Site sample number	Sample location and depth (level)	Classifying condition	Formation	Excavation class A-E	Weathering (rock)	Cementation (soil)	Sinking in water (soil-rock)	Stone content (soil-rock)	Moisture (soil)	Consistency (soil-rock)	Structure (soil-rock): Colour and soil type according to SGF international denomination (Unified Soil Classification system within brackets): Geological origin or rock type:	Notes
		TP 63; GL+129.2m											
7624	631	0.2-1.3m (1.0m)	i.u	XX	A-B	-	2	4	0	0	1	POROUS; BROWN SILTY SAND (SP); LOESSLIKE DEPOSIT WITH VERTICAL ROOTHOLES AND ROOTS	
7625	632	1.3-1.5m (1.5m)	i.d	X	B	-	0	-	1	1	2	SLIGHTLY STRATIFIED; BROWN WITH GREY MOTTLING GRAVELLY SILTY SAND (SW); TALUS RESTING ON PEBBLE MARKER	
7626	633	1.6-2.0m (2.0m)	i.d		C-D	3-4	-	2	2	2	3/5	GRANULAR; BROWN-GREY SANDY GRAVEL; WEATHERED GRANITE	MOIST, NO FREE WATER
		TP 105; GL+76.3											
7618	1051	0-0.5m (0.3m)	i.d	X	A	-	0	-	0	0	0	STRATIFIED; BROWN MEDIUM SAND (SP); WINDBLOWN DUNE SAND OF MAINLY QUARTZ PARTICLES	
7619	1052	0.5-1.6m (1.0m)	i.d	X	B	-	1	2	2	1	1	GRANULAR; GREY STONY SAND AND GRAVEL (GW); WADI DEPOSIT WITH STONE SIZE PARTICLES OF BASIC ROCK, SANDSTONE AND FLINT	
7620	1053	1.6-2.7m (2.0m)	i.d	X	A	-	0	-	1	2	0	UNIFORM; GREY (SILTY) SAND (SP); WADI DEPOSIT WITH QUARTZ PARTICLES	
7621	1054	2.7-3.5m (3.0m)	i.d	X	C	-	2	0	2	3	3	GRANULAR; BROWN STONY SAND AND GRAVEL (GW); WADI DEPOSIT AS ABOVE	PERCHED WATER INFLOW 4 L/MIN
		TP 148; GL+75.2m											
		0-0.2m	i	X	A-B	-	-	-	2	0	2	GRANULAR; BROWN STONY GRAVELLY SAND (GW); FILL OF WADI MATERIAL FROM BORROW PIT	
7622	1481	0.2-1.4m (1.0m)	i.d		B-C	3-4	1	3	-	0	2	GRANULAR, LAMINATED; GREY GRAVELLY SAND (SW); WEATHERED GRANITIC ROCK (GNEISS)	
7623	1482	1.4-1.6m (1.5m)	i.d		D	3	0	1	-	1	3	SHATTERED, LAMINATED; GREY WEATHERED GRANITIC ROCK (GNEISS)	BOULDERS OF FRESH GRANITE
		TP 351; GL+382m											
7614	3511	0-0.9m (0.5m)	i.d	X	A-B	-	1	1	1	0	2	GRANULAR; BROWN-GREY SILTY SAND AND GRAVEL (SW); WADI DEPOSIT OF QUARTZ AND FLINT PARTICLES	
7615	3512	0.9-1.3m (1.0m)	i.d	X	A	-	1	1	3	0	1	GRANULAR; GREY-BROWN (SILTY) STONY SAND AND GRAVEL (GW); WADI DEPOSIT AS ABOVE	
7616	3513	1.3-2.3m (2.0m)	i.d		C	4	1	3	4	1	3	STRATIFIED; GREY-WHITE STONY SAND AND GRAVEL INTERBEDDED BY SILTY SAND (GP); WEATHERED LIMESTONE	
7617	3514	2.3-3.6m (3.0m)	i.d		D	3	-	1	-	1	1	SHATTERED; WHITE-GREY WEATHERED LIMESTONE WITH GYPSUM LAYERS	NO WATER

1) Classifying condition:

i = soil / rock in situ
u = undisturbed sample
d = disturbed sample
s = stockpile
f = fill

2) Excavation class:

A = loose or soft soil (hand shovel)
B = medium dense soil (light excavator)
C = dense soil or very weak rock (heavy excavator)
D = very dense soil or weak rock (jackhammer or ripping)
E = hard rock (heavy hydraulic hammer or blasting)

3) Scale:

0 = none
1 = low
2 = medium
3 = high
4 = very high

4) Consistency: granular soil

0 = very loose
1 = loose
2 = medium dense
3 = dense
4 = very dense

cohesive soil

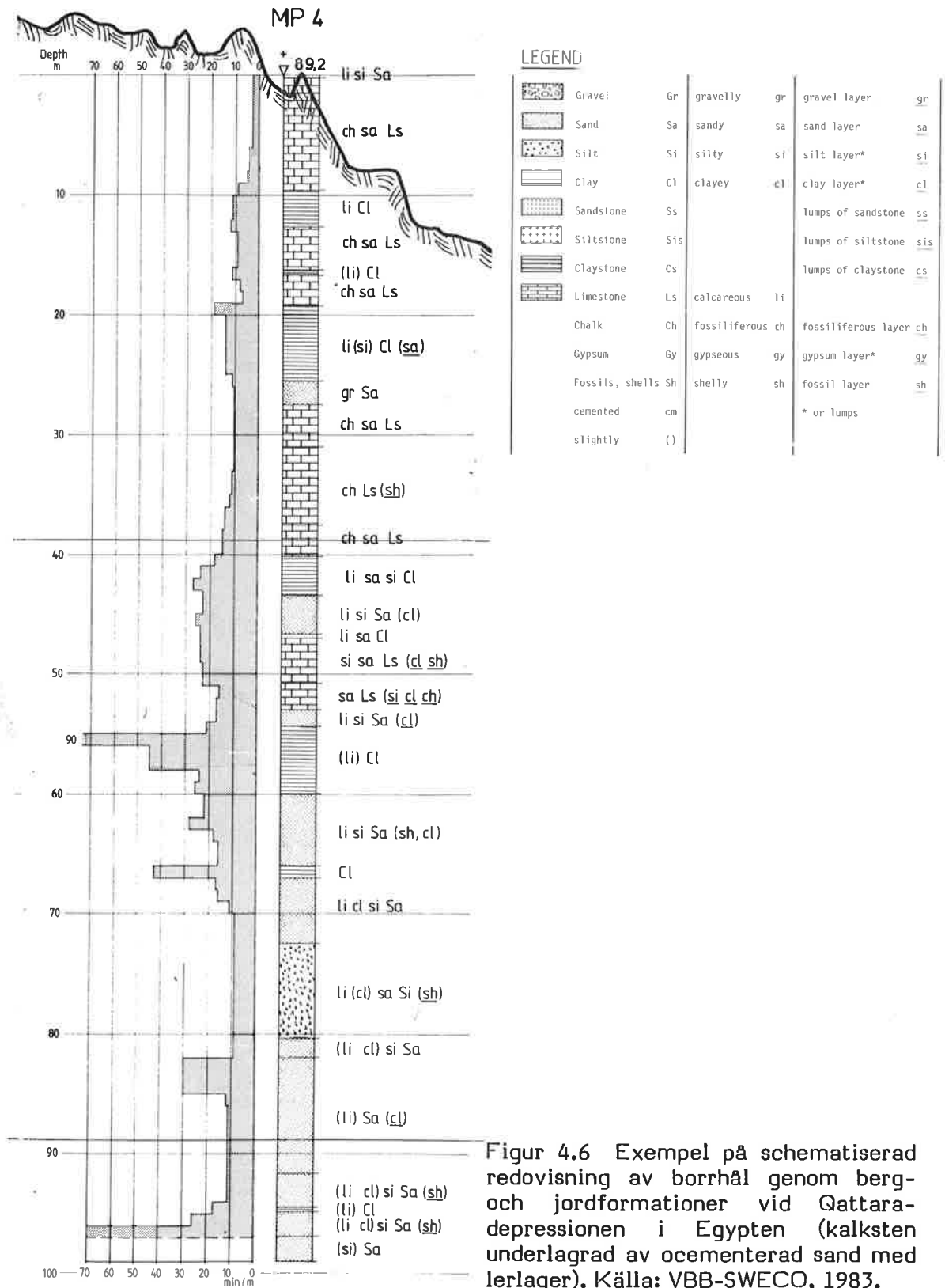
0 = very soft
1 = soft
2 = firm
3 = stiff
4 = very stiff

5) Structure:

uniform
fissured
shattered
granular
porous
stratified

6) Notes:

Groundwater conditions, presence of boulders, special observations, etc.



Figur 4.6 Exempel på schematiserad redovisning av borrhål genom berg- och jordformationer vid Qattara-depressionen i Egypten (kalksten underlagrad av ocementerad sand med lerlager). Källa: VBB-SWECO, 1983.

- o två strukturella egenskaper hos bergmassan, nämligen lagertjocklek och sprickavstånd,
- o två mekaniska egenskaper, nämligen enaxlig tryckhållfasthet hos bergarten och friktionsvinkel i sprickorna.

Först indelas bergmassan i olika zoner eller formationer, d v s geotekniska enheter, vars karakteristiska egenskaper kan anses enhetliga med avseende på projektets krav. Därefter tillämpas BGD på varje zon för sig och representativa prover tas från varje zon.

ROCK TYPE CLASSIFICATION*

GENETIC/GROUP						DETRITAL SEDIMENTARY						PYROCLASTIC		CHEMICAL/ORGANIC			
Usual structure						BEDDED											
Composition						Grains of rock, quartz, feldspar and clay minerals						At least 50% of grains are of carbonate		At least 50% of grains are of fine-grained igneous rock			
GRAIN SIZE (mm)	60	Very coarse-grained	Grains are of rock fragments				CARBON-ATE GRAVEL	CALCI-RUDITE	Rounded grains AGGLOMERATE Angular grains VOLCANIC BRECCIA LAFILLI TUFF	VOLCANIC ASH	SALINE ROCKS Halite Anhydrite Gypsum						
			RUDACEOUS	BOULDERS COBBLES		Rounded grains: CONGLOMERATE											
	2	Coarse-grained		RUDACEOUS	GRAVEL		Angular grains: BRECCIA										
			Grains are mainly mineral fragments						CARBON-ATE SAND		CALC-ARENITE	TUFF	LIMESTONE DOLOMITE CHERT FLINT				
	0.06	Medium-grained	RUDACEOUS	SAND	SANDSTONE: Grains are mainly mineral fragments QUARTZ SANDSTONE: 95% quartz, voids empty or cemented ARKOSE: 75% quartz, up to 25% feldspar; voids empty or cemented GREYWACKE: 75% quartz, 15% fine detrital material; rock and feldspar fragments												
					0.002	Fine-grained	ARGILLACEOUS or LUTACEOUS	SILT	SILTSTONE 50% fine-grained particles		CARBON-ATE SILT	CALCI-SILTITE CHALK	Fine-grained TUFF				
Very fine-grained	ARGILLACEOUS or LUTACEOUS	CLAY	CLAYSTONE 50% very fine grained particles						CARBON-ATE MUD	CALCI-LUTITE				Very fine-grained TUFF			
			GLASSY AMORPHOUS														

METAMORPHIC		IGNEOUS				GENETIC GROUP	
FOLIATED		MASSIVE				Usual Structure	
Quartz, feldspars, micas, acicular dark minerals		Light coloured minerals are quartz, feldspar, mica*		Dark and light minerals	Dark minerals	Composition	
		Acid rocks	Intermediate	Basic rocks	Ultrabasic		
GNEISS (ortho-para-, Alternate layers of granular and flakey minerals)	MARBLE	PEGMATITE				Very coarse-grained	60
	GRANULITE	GRANITE	DIORITE	GABBRO		Coarse-grained	2
	MIGMATITE	MICROGRANITE	MICRODIORITE	DOLERITE		Medium-grained	
	QUARTZITE HORNFELS AMPHIBLITE						
SCHIST							
PHYLLITE							
SLATE MYLONITE		RHYOLITE	ANDESITE	BASALT		Fine-grained	0.06
		CBSIDIAN and PITCHSTONE TACHYLITE VOLCANIC GLASSES				Very fine-grained	0.002
						GLASSY AMORPHOUS	

* From: Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 19, June/July, 1979.

Figur 4.7 Bergartsklassificering enligt BGD.

Bergarten namnges efter en genetisk klassificering enligt figur 4.7.

Den förenklade **geologiska beskrivningen** bör som regel avse:

- o bergmassans geologiska struktur (veckningar, förkastningar etc),
- o bergmassans sprickor och svaghetszoner (förekomst och natur),
- o bergartens färg, kornighet och mineralsammansättning,
- o vittringsgrad enligt tabell 4.1.

Term	Symbol	Beskrivning
Friskt	W1	Inga synliga tecken på vittring; möjligen lätt missfärgade brottytor.
Lätt vittrat	W2	Missfärgning indikerar vittring av bergmaterialet och brottytor. Allt berg kan vara missfärgat på grund av vittring och kan vara något svagare än friskt berg.
Vittrat	W3	Mindre än hälften av bergmaterialet är nedbrutet eller har vittrat till jord. Friskt eller missfärgat berg förekommer antingen i det vittrade materialet som en kärna, eller omkring detsamma.
Starkt vittrat	W4	Mer än hälften av bergmaterialet är nedbrutet eller har vittrat till jord. Friskt eller missfärgat berg förekommer antingen i det vittrade materialet som en kärna, eller omkring detsamma.
Helt vittrat	W5	Allt berg är nedbrutet eller har vittrat till jord. Den ursprungliga masstrukturen är fortfarande till stor del intakt.

Tabell 4.1 BGD: Klassificering av vittring.

Lagertjockleken i en zon anges genom ett av fem intervall, L1-L5, enligt tabell 4.2. Zoner som inte uppvisar någon lagring betecknas L0. I fall endast tre intervaller behövs, använder man beteckningarna L1,2; L3 och L4,5.

Intervall, cm	Symbol	Beskrivning
>200	L1 (L1,2)	mycket stor (stor)
60-200	L2	stor
20- 60	L3 (L3)	medel (medel)
6- 20	L4 (L4,5)	liten (liten)
< 6	L5	mycket liten

Tabell 4.2 BGD: Lagertjocklek.

Sprickavstånd definieras som medelavståndet mellan diskontinuitetsytor med ingen eller låg draghållfasthet. Praktiskt kriterium på sådana ytor kan vara att bergdelarna kan säras för hand. Sprickavståndet i en zon anges genom ett av fem intervall, F1-F5, enligt tabell 4.3 eller med hjälp av ett förenklat treklass-system. En zon utan några sprickor betecknas med symbolen F0.

Intervall, cm	Symbol	Beskrivning
>200	F1 (F1,2)	mycket stort (stort)
60-200	F2	stort
20- 60	F3 (F3)	medel (medel)
6- 20	F4 (F4,5)	litet (litet)
< 6	F5	mycket litet

Tabell 4.3 BGD: Sprickavstånd.

Enaxlig tryckhållfasthet hos bergmaterialet avser medelvärde hos representativa bergprover utan sprickor. Den kan bestämmas direkt genom enaxlig tryckprovning eller indirekt genom point-load-provning enligt av ISRM rekommenderad metod ("Suggested Methods for Determining Shear Strength", 1974). Tryckhållfastheten indelas i fem eller tre intervaller enligt tabell 4.4.

Intervall, MPa	Symbol	Beskrivning
>200	S1 (S1,2)	mycket hög (hög)
60-200	S2	hög
20- 60	S3 (S3)	medel (medel)
6- 20	S4 (S4,5)	låg (låg)
< 6	S5	mycket låg

Tabell 4.4 BGD: Enaxlig tryckhållfasthet.

Friktionsvinkeln i sprickor, vilken åberopas i BGD, definieras som lutningen hos tangenten till hållfasthetsenvelopen vid normalspänningen 1 MPa. Detta är en godtycklig definition för klassificeringsändamål och siffervärdet behöver inte vara detsamma som används vid projektering. Ojämnheter, vågighet och sprickytornas utsträckning utanför laboratorieprovernars skala tar man inte hänsyn till i detta klassificeringssammanhang, trots att de kan ha stor betydelse i praktisk tillämpning. Medelvärdet av provresultaten från den svagaste sprickzonen används för en indelning i fem eller tre klasser enligt tabell 4.5.

Intervall, °	Symbol	Beskrivning
>45	A1 (A1,2)	mycket hög (hög)
35-45	A2	hög
25-35	A3 (A3)	medel (medel)
15-25	A4 (A4,5)	låg (låg)
<15	A5	mycket låg

Tabell 4.5 BGD: Friktionsvinkel i sprickor.

Vid tillämpning av BGD på en bergmassa används lämpligen en standardblankett, vars framsida innehåller geologiska uppgifter och sammanfattande symboler samt vars baksida rymmer medelvärdena på de fyra nämnda parametrarna jämte kompletterande uppgifter. Varje zon karakteriseras genom bergartsbenämning följt av symboler som motsvarar parametervärdena i samma ordning som angetts ovan, t ex Granit L0F3S2A3, Sandsten L3F4,5S3A3.

När man räknar med att använda BGD bör man i kärnborrprotokollen inkludera kolumner för de fem klassificerande symbolerna enligt tabell 4.1 - 4.5. I ISRM:s beskrivning av BGD-systemet visas ett antal exempel på praktisk tillämpning.

Trots detta får man betrakta BGD som mer tillämpligt för öppna skärningar och schakter än för rent undermarksbyggande, eftersom det är enbart geotekniskt klassificerande och inte berör förstärkningsbehov eller uttagsmetoder. Det har sitt stora värde i den klara systematiseringen av ett fåtal beskrivande enkla begrepp.

4.3 ATT FÖRUTSE FÖRSTÄRKNINGSBEHOV

Att specificera **bergbeskaffenhet** så noggrant som möjligt och på likartat sätt som i ISRM:s geotekniska beskrivning har varit målsättningen vid utvecklingen av flertalet system för byggnadsteknisk bergklassificering. I allmänhet har därvid behovet av bergförstärkning varit vägledande, under det att drivningsförfarande och hantering av vatteninläckning varit svårare att klassificera systematiskt. Man har på så vis skapat ett stort antal mer eller mindre byggnadstekniska klassificeringsmetoder vilka beskrivs nedan.

En annan typ av bergklassificering har tyngdpunkten på beskrivning av **arbetsutförandet**, även i detta fall med tonvikten på behovet av förstärkningar eller snarare störningar i arbetscykeln till följd av temporära och permanenta förstärkningar.

4.3.1 Terzaghi - Rock Load Classification

Metodik. Terzaghi's "Rock Load Classification" från 1946 anger en enkel metod att förutse förstärkningsbehovet vid användning av stålbågar. Metoden bygger på ett fåtal parametrar som kan uppskattas av en erfaren person genom studier av ytgeologi eller borrhärlor.

En indelning görs i nio olika bergklasser utgående från bergets uppsprickning, diskontinuiteter, utpressning och svällningsförmåga. För varje klass anges en lastfaktor. Lastfaktorn beror av tunnelns bredd och höjd, eller enbart dess bredd. Vid svällande berg anges ett absolut värde, oberoende av tunnelns storlek och geometri. Lastfaktorn tillsammans med bergets densitet ger den last för vilken stålbågar bör dimensioneras. Redovisningen av lasterna åtföljs av instruktioner för utförandet. De nio bergklasserna och tillhörande laster redovisas i figur 4.8.

Utveckling. De rekommenderade lastantagandena baseras på studium av den rasmekanism som kan bli aktuell i varje fall. De tre huvudmekanismerna är

- o bergutfall,
- o utpressning (squeezing) och
- o svällning (swelling).

Utvärdering av risken för bergutfall grundar sig på en bedömning av potentiellt överberg (grupp 1-3) och försök med valvverkan i sand (grupp 4-6). Lasterna på grund av utpressning och svällning har uppskattats genom fältmätningar i träförstärkta tunnlar.

Potentiellt överberg. Där det teoretiska tunneltvärsnittet inte följer det naturliga, kommer berg att lossna från tunnelns tak och man får överberg. Det som främst påverkar risken för överberg är:

- o avstånd mellan sprickor,
- o uppsprickning utanför den teoretiska tunnelarean vid sprängning,
- o avstånd mellan front och förstärkning,
- o den tid som förflyter mellan utschaktning och förstärkning.

För horisontellt skiktat berg kommer vid stort avstånd mellan sprickorna ett rektangulärt tvärsnitt att vara stabilt, vid ogynnsammaste fall med små sprickavstånd kommer ett valv att utbildas. Höjden på detta valv kommer inte att

Rock load H_p , in feet of rock on roof of support in tunnel
with width B (ft) and height H_t (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_t)$.¹

Rock Condition	Rock Load H_p , in feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose ²	0 to 0.5 B	Light support. See Fig. 38.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Load may change erratically from point to point.
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 $(B + H_t)$	No side pressure. See Fig. 39.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) $(B + H_t)$	Little or no side pressure. See Fig. 40.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 $(B + H_t)$	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs (Fig. 41) or circular ribs (Fig. 42).
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) $(B + H_t)$	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) $(B + H_t)$	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of $(B + H_t)$	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

1. The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given for types 4 to 6 can be reduced by fifty per cent.

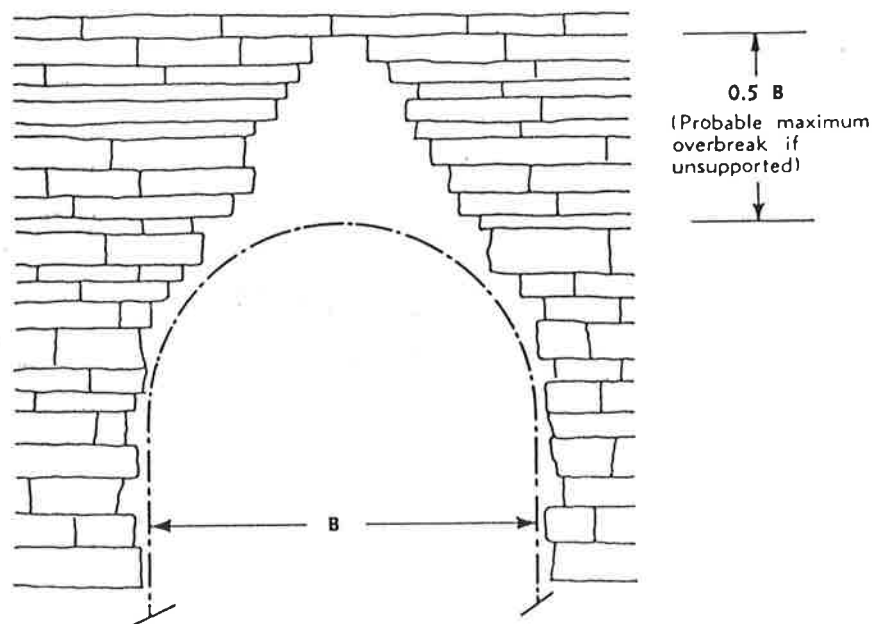
2. Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks. However, the term shale is often applied to firmly compacted clay sediments which have not yet acquired the properties of rock. Such so-called shale may behave in the tunnel like squeezing or even swelling rock.

If a rock formation consists of a sequence of horizontal layers of sandstone or limestone and of immature shale, the excavation of the tunnel is commonly associated with a gradual compression of the rock on both sides of the tunnel, involving a downward movement of the roof. Furthermore, the relatively low resistance against slippage at the boundaries between the so-called shale and rock is likely to reduce very considerably the capacity of the rock located above the roof to bridge. Hence, in such rock formations, the roof pressure may be as heavy as in a very blocky and seamy rock.

Figur 4.8 Terzaghis rekommenderade lastantaganden. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

överstiga halva tunnelbredden, 0,5 B , se figur 4.9. Den rekommenderade dimensionerande lasten blir därför densamma som bergvikten inom höjden 0-0,5 B . Vid vertikalt skiktat berg med strykning parallellt med tunneln uppskattas överberget till max 0,25 B .

Valvverkan. Vid schaktning av blockigt eller krossat berg kommer förhållandena att likna dem som råder vid drivning av en tunnel i jord. Genom valvverkan överförs lasten av överliggande lager med friktion till tunnelns sidor. Orsakerna till valvverkan och de samband som bestämmer lasten på takförstärkningarna har undersökts genom försök med sand.



Figur 4.9 Maximalt förväntat överberg i en horisontalt skiktad bergmassa. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

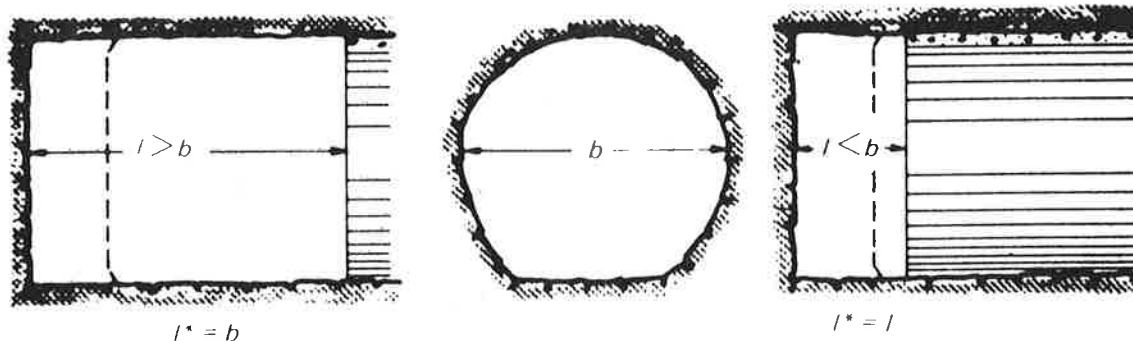
Terzaghis rekommendationer grundar sig på Bierbaumers arbete från 1913. Utgående från observationer i träförstärkta tunnlar anges där absoluta värden på dimensionerande laster. Terzaghi har sedan modifierat dessa bl a med hänsyn till tunnelareans inverkan på lastförhållandena.

Kritik. Terzaghis klassificeringssystem gäller för förstärkning med stålågar; dess användbarhet vid andra förstärkningsmetoder kan starkt ifrågasättas. Förstärkningsbehovet är angivet i intervall och för att undvika överdimensionering krävs att projektören sätter sig in i principerna bakom lastrekommendationerna. En förutsättning för lastantagandenas giltighet är att anvisningarna för utförandet av förstärkningsåtgärderna följs.

För klasserna 7-9 är rekommendationerna grundade på erfarenheter från tunnlar med ett drivningssätt som skiljer sig från dagens. De spänningar som utbildas i de två fallen är ej fullt jämförbara.

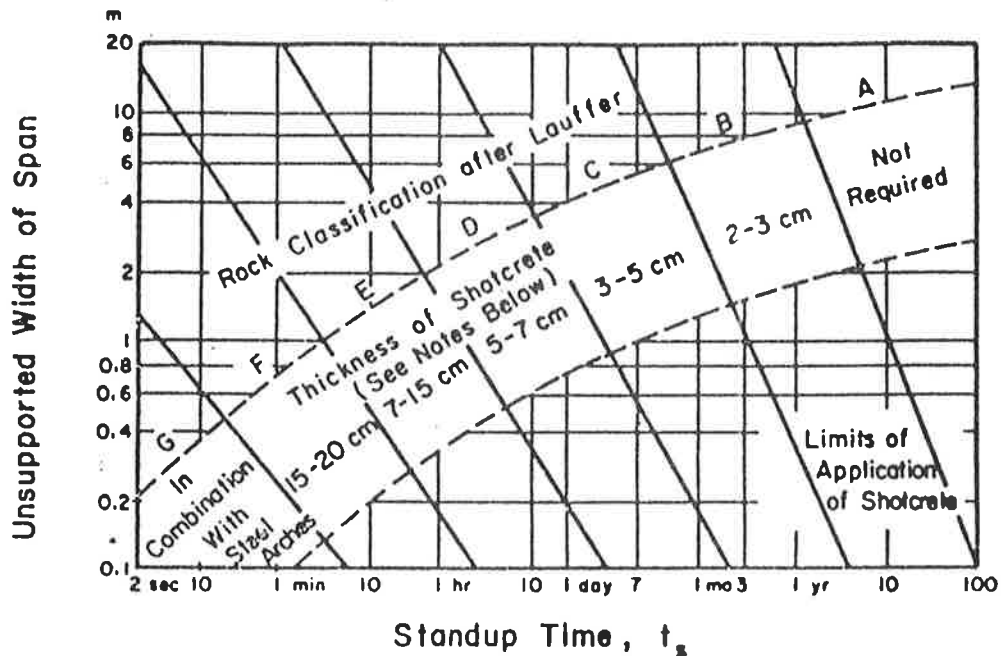
4.3.2 Lauffer - Stand-up-time

Metodik. Ståtid (stand-up-time) är den tidsrymd ett oförstärkt bergutrymme förmår bära sig självt utan att kollapsa efter utschaktning. Ståtiden beror av grundförhållandena och den oförstärkta (aktiva) spännvidden. Denna spännvidd definieras enligt figur 4.10.



Figur 4.10 Definition av oförstärkt (aktiv) spännvidd, l^* . Källa: Müller-Salzburg, 1978.

Aktiv spännvidd och ståtids bestämmar en bergklass till vilken erforderliga alternativa förstärkningsåtgärder knyts. Förhållandet bergklass-ståtids-spännvidd redovisas i figur 4.11.



Notes:

- (B) Alternatively rock bolts on 1.5-2 m spacing with wire net, occasionally reinforcement needed only in arch.
- (C) Alternatively rock bolts on 1-1.5 m spacing with wire net, occasionally reinforcement needed only in arch.
- (D) Shotcrete with wire net; alternatively rock bolts on 0.7-1 m spacing with wire net and 3 cm shotcrete.
- (E) Shotcrete with wire net; rock bolts on 0.5-1.2 m spacing with 3-5 cm shotcrete sometimes suitable; alternatively, steel arches with lagging.
- (F) Shotcrete with wire net and steel arches; alternatively strutted steel arches with lagging and subsequent shotcrete.
- (G) Shotcrete and strutted steel arches with lagging.

Figur 4.11 Modifierad bergklassificering baserad på Lauffers ståtids enligt Linder (1963). Källa: Deere et al, 1969.

Utveckling. Lauffer publicerade först ett schema med bergklasser som funktion av ståtids och spännvidd, men utan rekommendationer för förstärkning. Dessa tillkom senare och grundar sig på erfarenheterna från Prutz-Imsttunneln i Österrike. Lauffer noterade fyra faktorer som har inflytande på ståtiden men ej ryms i schemat: sprickorientering, tunnelsektion, drivningssätt och typ av förstärkningsåtgärd.

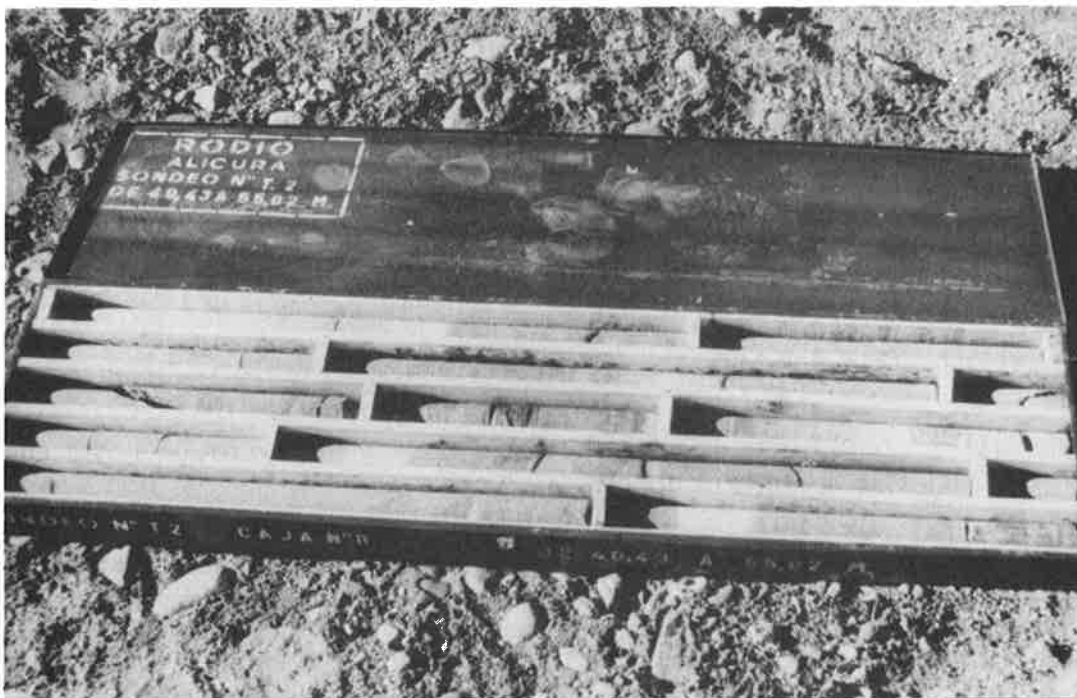
Gränserna för det spännviddsområde, som tillämpas mest, styrs av ekonomiska och praktiska faktorer. Den övre gränsen bestäms av den tid det tar att utföra förstärkningen, den undre av kostnadsskäl - önskvärt är så stor spännvidd som möjligt, d v s få schaktnings-förstärknings-cyklar.

Kritik. Lauffers ståtids-förstärknings-rekommendationer grundar sig på erfarenheterna från en specifik tunnel, med specifika grundförhållanden, dimensioner och byggteknik. Arbetet är en fallstudie, och skall betraktas som en sådan. Lauffers schema kan därför ej direkt överföras på andra projekt; däremot är det möjligt att i varje enskilt fall utveckla ett liknande schema för en aktuell tunnel allteftersom erfarenhet vinnns. Detta kräver dock gedigen erfarenhet eftersom ståtiden måste uppskattas. Resultaten från en provtunnel kan ej direkt tillämpas, eftersom den maximala fria spännvidden beror av tunneldimensionerna.

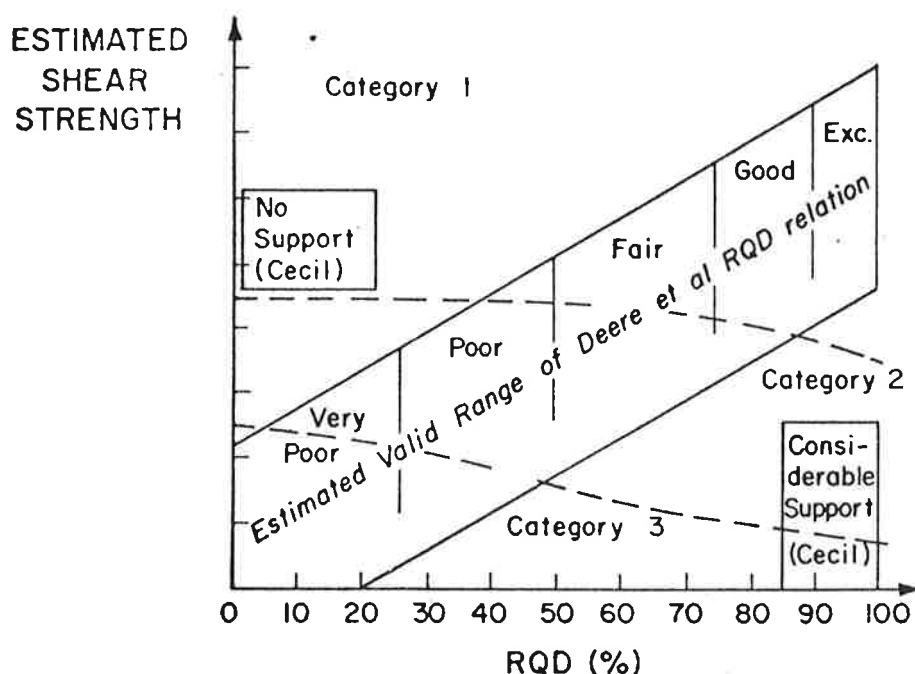
Invändningar har framförts mot Lauffers indelning där utpressning och försenat bergutfall tillhör skilda klasser. I stället föreslås en klassning där dessa två skilda kollapsmekanismer beaktas parallellt (Koerner). Andra av metodens brister är att den ej tar hänsyn till faktorer som sprickmönster och orientering samt vattenförhållanden. Den extrapolation Lauffer gjort vad gäller tunnelbredd är ej heller verifierad.

4.3.3 Deere - RQD

Metodik. På 1960-talet införde Deere begreppet RQD, som kommit att få vidsträckt användning och som bl a ingår i såväl Bartons som Bieniawskis system. Beteckningen RQD (Rock Quality Designation) är ett kvantitativt index på bergmassans kvalitet som bestäms genom kärnborrning. RQD är definierat som procentandelen återvunnen kärna av den totala borrlängden, där dock enbart ospruckna kärnbitar som är längre än 10 cm medräknas.



Figur 4.12 Borrkärnor av god kvalitet från en sandsten i Alicura, Argentina.



Figur 4.13 Modifierad RQD-klassificering. "Category" syftar på Deere et al's (1974) beskrivande klassificering. Inom området "considerable support" d v s hög RQD men låg hållfasthet, kan kil-stabilitetsanalys vara användbar. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

Metoden medger ett enkelt och billigt sätt att få en första indikation på förstärkningsbehovet. För vissa grundförhållanden är RQD dock ej representativt för bergkvaliteten ur ingenjörssynpunkt. Bedömningar och tillämpning måste därför göras av en erfaren person.

En utveckling av RQD görs av Helfrich som inför begreppet Zon-RQD. ZRQD anger det genomsnittliga RQD-värdet för ett lager eller en zon och har visat sig ha ett karakteristiskt samband med petrografen. Helfrich betonar, att för att klassningen skall kunna utgöra grund för förstärkningen, måste den totala geologiska miljön beaktas.

4.3.4 Bieniawski - Geomechanics Classification for Rock Mass Rating, RMR

Metodik. I Bieniawskis system klassificeras bergmassan med fem grundläggande parametrar. Dessa är:

- o Enaxlig tryckhållfasthet hos bergmassan. Bestäms lämpligen i fält genom point-load-försök.
- o RQD. Borrkärnekvalitet enligt avsnitt 4.3.3.
- o Sprickavstånd. Om bergmassan genomkorsas av ett flertal spricksystem kan denna parameter bestämmas med ett speciellt schema.

Deere föreslog en klassindelning enligt följande:

RQD < 25%	Very poor
25- 50	Poor
50- 75	Fair
75- 90	Good
90-100	Excellent

RQD relaterades först enbart till Terzaghis Rock Load Factors, men begränsningar i metodens tillämpbarhet har lett till en utveckling. Med en beskrivande klassificering i inledningsskedet av projekteringen avgörs om RQD är en adekvat variabel för bestämning av förstärkningsbehovet. Riktlinjer för rekommenderade förstärkningsåtgärder anges i en tabell för sprängda tunnlar och en för fullortsborrade tunnlar. Aktuella förstärkningsåtgärder är stålbågar, bergbultning och sprutbetong. Rekommendationerna kan användas som en första indikation på förstärkningsbehovet, men under drivning måste en anpassning ske till rådande förhållanden.

Utveckling. Deere's RQD är en mer rättvisande indikator på bergets kvalitet än totala procentandelen återvunnen kärna, eftersom kärnbitar av dålig kvalitet ("soft and judged to be altered") ej medräknas.

För att få en praktisk användning av RQD-begreppet kopplades det från början till Terzaghis kvalitativa beskrivning. Fältmätningar visade en någorlunda god överensstämmelse för tunnlar förstärkta med stålbågar. En rekommenderad belastningskurva utarbetades därför för sprängd respektive fullortsborrad (eller fräst) tunnel. För större tunnlar, eller tunnlar i berg med glest fördelade skjuvzoner, måste i stället erforderliga förstärkningsåtgärder bedömas med hjälp av stabilitetsanalys.

I avsikt att öka RQD's användbarhet har fältmätningar gjorts i befintliga tunnlar för att undersöka om RQD direkt kan relateras till förstärkningsbehovet. RQD plottades mot tunnelbredd och befintliga förstärkningar indelades i tre grupper. Deere påpekar att de på basis av undersökningsresultaten framtagna riktlinjerna har stora begränsningar. De kan inte tillämpas okritiskt, utan förutsätter att även grundvattenförhållanden, sprickmönster och vittring beaktas. Vidare förutsätts en viss tunnelstorlek och tunnelsektion.

I berg med lerfyllda zoner gäller ej de funna sambanden. Trots höga RQD-värden krävs där vanligen omfattande förstärkningsåtgärder. För brant stupande och tätt fördelade tunna sprickor är förhållandet det omvända. Trots låg RQD kan där behövas ringa förstärkningar (Cecil, 1970).

I schemat figur 4.13 visas tillämpningsområdet för RQD som bas för förstärkningsbehovet. Kategoriindelningen grundar sig på bl a sprickstruktur och sprickkaraktär samt vattenförhållanden. Noteras bör att hänsyn till dessa faktorer ej tas i förstärkningsschemat.

Kritik. Deere's förbättringar och schema för tillämpbarheten av RQD har vuxit fram som resultat av den kritik vilken riktats mot metoden i dess ursprungliga form.

Den allvarligaste invändningen torde vara att kvaliteten på borrhärdarna är starkt beroende av skickligheten hos borrhärarna, sättet att upphandla och betala borrhärningen, disponibel tid för fältarbetet samt den yttre arbetsmiljön.

- o Spricktillstånd. Avser sprickbredd och kontinuitet, ytornas skrovlighet och hårdhet samt förekomsten av fyllningsmaterial i sprickorna.
- o Grundvattenförhållanden. Bestäms antingen av inläckningen, förhållandet mellan vattentrycket i sprickorna och huvudspänningen eller genom en allmän bedömning av förhållandena.

Med hjälp av en tabell tilldelas varje parameter ett poängtal. Betydelsen av respektive parameter viktas, d v s maxpoängen för varje parameter är olika. Summan av parametervärdena (10-100, där 100 motsvarar ett mycket bra berg) ger en allmän kvalitetsbedömning av bergmassan. Summan korrigeras för sprickorientering i förhållande till drivningsriktning och utgör RMR (Rock Mass Rating). RMR delas in i fem intervall motsvarande fem bergklasser.

Tabeller för poängbedömning och tolkning av resultat visas i figur 4.14. För varje klass beskrivs schaktnings- och förstärkningsförfarande.

Varje klass (I-V) kopplas i form av "Meaning of Rock Mass Classes" till en bestämd ståtad för ett visst "unsupported span". Därmed innebär systemet en kvantifiering av Lauffers diagram, se figur 4.15.

Utöver denna bedömning av stabiliteten för olika spännvidder har typiska värden på bergmassans kohesion och friktionsvinkel tabellerats för de olika klasserna. Dessa parametrar har utvärderats i samband med vissa begränsade släntstudier och bör användas med försiktighet.

Framräkning av RMR och tillhörande klass är relativt enkelt att göra utifrån normala förundersökningsresultat. Om någon parameter saknas, går det ofta att göra en rimlig uppskattning och man kan givetvis också enkelt undersöka effekten på slutvärdet av några olika uppskattningar.

Utveckling. Bieniawski utvecklade sin metod med målsättningen att den både skulle vara ett verktyg att beskriva bergmassan på ett enkelt och väldefinierat språk gemensamt för ingenjörer och geologer och att den skulle ge kvantifierade data att direkt användas vid förprojekteringen. Bieniawski ansåg existerande klassificeringsmetoder otillräckliga då de ofta bara tar hänsyn till ett fåtal egenskaper hos berget, men har kunnat införliva en del begrepp och indelningsgrunder från dessa.

Metoden har omarbetats ett flertal gånger och förelåg 1979 i sin femte version. Ändringarna, som bl a innebär att antalet parametrar minskat, har gjorts allteftersom ytterligare erfarenheter, kritik och synpunkter inkommit. Redovisningen av grunderna för omvikningen av de olika parametrarna liksom den första versionens viktning är ofullständig.

Kritik. Eftersom endast ett fåtal av de studier metoden baseras på är redovisade, är gränserna för tillämpbarheten okända. Det stora antalet versioner antyder att viss försiktighet bör iakttas. Genom sin allmänna beskrivning av bergmassan är dock metoden inte bunden till enbart tunnlar, utan kan användas även för t ex gruvor och slänter.

Viss erfarenhet krävs för bedömning av bergmassan om den innehåller flera spricksystem, i övrigt är parametrarna mätbara. Vid förprojekteringen är inte alltid all information tillgänglig. Den uppföljning under drivningsskedet som Bieniawski rekommenderar kan vara något tidspressad.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		>3m	1-3m	0.3-1m	50-300 mm	< 50 mm		
	Rating		30	25	20	10	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces Separation <1mm Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces Separation <1mm Soft joint wall rock	Slackensided surfaces or Gauge <5mm thick or Joints open 1-5mm Continuous joints	Soft gauge >5mm thick or Joints open >5mm Continuous joints		
	Rating		25	20	12	6	0		
5	Ground water	Inflow per 10m tunnel length	None		<25 litres/min	25-125 litres/min	> 125 litres/min		
		Ratio joint water pressure major principal stress	OR 0		OR 0.0-0.2	OR 0.2-0.5	OR > 0.5		
			OR Completely dry		OR Moist only (interstitial water)	OR Water under moderate pressure	OR Severe water problems		
	General conditions								
Rating		10		7	4	0			

B. RATING ADJUSTMENT FOR JOINT ORIENTATIONS

Strike and dip orientations of joints		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Ratings	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Class No	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

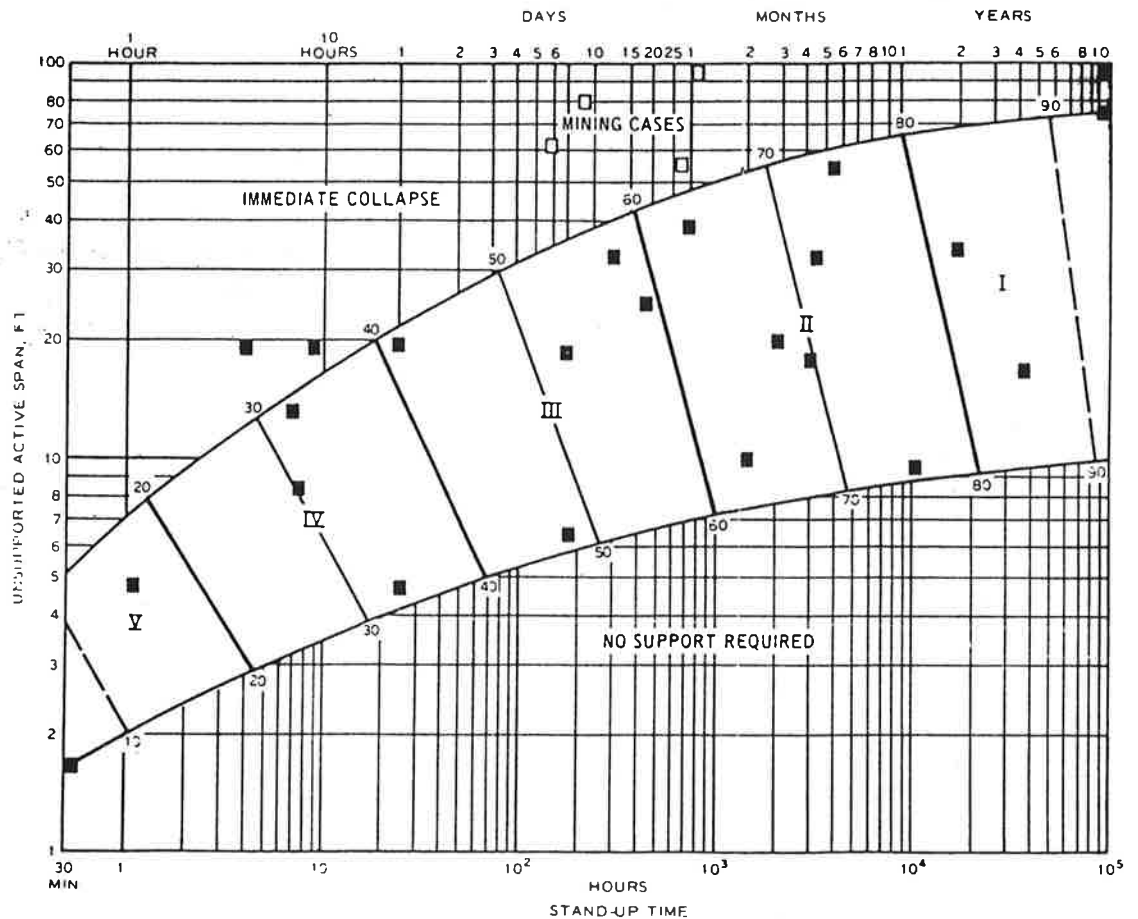
D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 5m span	6 months for 4m span	1 week for 3m span	5 hours for 1.5m span	10 min. for 0.5m span
Cohesion of the rock mass	> 300 kPa	200-300 kPa	150-200 kPa	100-150 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°

THE EFFECT OF JOINT STRIKE AND DIP ORIENTATIONS IN TUNNELLING

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Dip 0°-20° irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip				
Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair	Unfavourable

Figur 4.14 Geomechanics Classification för sprickiga bergmassor, RMR. Källa: Hoek & Brown, 1980.



Figur 4.14 Samband mellan ståtid och RMR.

4.3.5 Barton, Lien, Lunde - Q-metoden

Metodik. Barton, Lien och Lunde (1976) inför ett index Q , för att beskriva bergmassans kvalitet. Q sammansätts av sex parametrar

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

där de tre kvoterna var för sig kan sägas ha en viss fysikalisk innebörd.

J_n anger antalet sprickgrupper (joint set number), varför RQD/J_n ger ett visst mått på blockstorleken.

J_r anger sprickornas råhet (roughness), medan J_a är deras omvandlingsgrad (alteration), vilket betyder att J_r/J_a kan motsvara sprickans skjuvhållfasthet (inter-block shear strength).

J_w är parametern för vatteninnehåll (water) och SRF utgör en numerisk värdering av spänningssituationen (strength reduction factor), varför J_w/SRF kan sägas uttrycka "active stress".

Table 1. Descriptions and Ratings for the Parameters RQD , J_n , and J_r

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (<i>RQD</i>)		Note: (i) Where <i>RQD</i> is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate <i>Q</i> in Eq. (1) (ii) <i>RQD</i> intervals of 5, i. e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	
A.	Very poor		0— 25
B.	Poor		25— 50
C.	Fair		50— 75
D.	Good		75— 90
E.	Excellent		90—100
2. JOINT SET NUMBER (<i>J_n</i>)		Note: (i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$	
A.	Massive, no or few joints		0.5—1.0
B.	One joint set		2
C.	One joint set plus random		3
D.	Two joint sets		4
E.	Two joint sets plus random		6
F.	Three joint sets	9	Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) <i>J_r</i> =0.5 can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
G.	Three joint sets plus random	12	
H.	Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15	
J.	Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER (<i>J_r</i>)			
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cms shear			
A.	Discontinuous joints	4	Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) <i>J_r</i> =0.5 can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
B.	Rough or irregular, undulating	3	
C.	Smooth, undulating	2	
D.	Slickensided, undulating	1.5	
E.	Rough or irregular, planar	1.5	
F.	Smooth, planar	1.0	
G.	Slickensided, planar	0.5	
(c) No rock wall contact when sheared			
H.	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J.	Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	

Table 2. Descriptions and Ratings for the Parameters J_a and J_w

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_a)		
(a) Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i. e. quartz or epidote	0.75	(—)
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	(25 ⁰ —35 ⁰)
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25 ⁰ —30 ⁰)
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	(20 ⁰ —25 ⁰)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i. e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1—2 mm or less in thickness)	4.0	(8 ⁰ —16 ⁰)
(b) Rock wall contact before 10 cms shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25 ⁰ —30 ⁰)

Figur 4.16 Tabeller för beräkning av Q .

G.	Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, < 5 mm in thickness)	6.0	(16 ⁰ —24 ⁰)
H.	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (Continuous, < 5 mm in thickness)	8.0	(12 ⁰ —16 ⁰)
J.	Swelling clay fillings, i. e. montmorillonite (Continuous, < 5 mm in thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8.0—12.0	(6 ⁰ —12 ⁰)
(c) No rock wall contact when sheared			
K, L, M.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6.0, 8.0 or 8.0—12.0	(6 ⁰ —24 ⁰)
N.	Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	5.0	
O, P, R.	Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10.0, 13.0 or 13.0—20.0	(6 ⁰ —24 ⁰)

5.	JOINT WATER REDUCTION FACTOR	(J_w)	Approx. water pressure (kg/cm ²)	
A.	Dry excavations or minor inflow, i. e. < 5 l/min. locally	1.0	< 1	Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed (ii) Special problems caused by ice formation are not considered
B.	Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0—2.5	
C.	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5—10.0	
D.	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5—10.0	
E.	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2—0.1	> 10.0	
F.	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1—0.05	> 10.0	

Table 3. Descriptions and Ratings for the Parameter SRF

6.	STRESS REDUCTION FACTOR	(SRF)	
(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			Note: (i) Reduce these values of SRF by 25—50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	
B.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0	
C.	Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5	
D.	Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0	
F.	Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)	5.0	

(b) Competent rock, rock stress problems

	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5
J. Medium stress	200—10	13—0.66	1.0
K. High stress, very tight structure (Usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10—5	0.66—0.33	0.5—2.0
L. Mild rock burst (massive rock)	5—2.5	0.33—0.16	5—10
M. Heavy rock burst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10—20

(c) Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures

N. Mild squeezing rock pressure	5—10
O. Heavy squeezing rock pressure	10—20

(d) Swelling rock; chemical swelling activity depending on presence of water

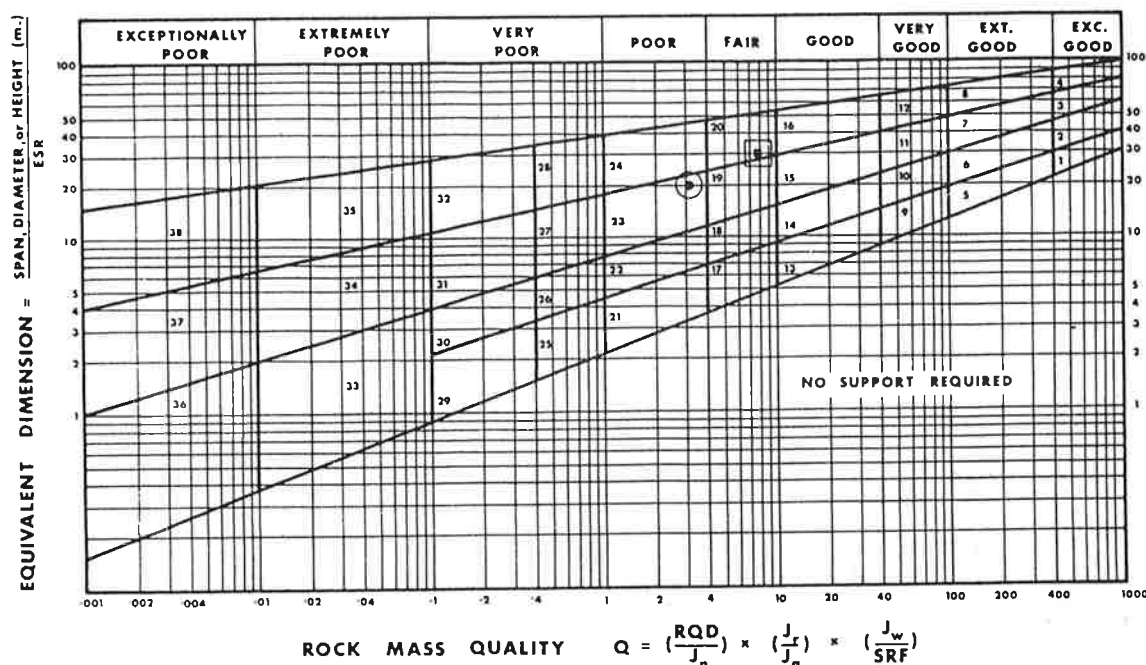
P. Mild swelling rock pressure	5—10
R. Heavy swelling rock pressure	10—15

(ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$; when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$ where: σ_c = unconfined compression strength, σ_t = tensile strength (point load), σ_1 and σ_3 = major and minor principal stresses

(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)

Figur 4.16 forts.

Parametrarna tilldelas numeriska värden med hjälp av utförliga tabeller, se figur 4.16, eller bestäms direkt (RQD). För att bedöma förstärkningsbehovet måste även den fiktiva dimensionen, D_e , anges. Denna beräknas som bergrummets bredd (eller höjd) dividerad med ESR. ESR är en säkerhetsfaktor som bestäms av bergrummets användning. Q och D_e ger i figur 4.17 en bergklass.



Figur 4.17 Klassificering enligt Q-metoden. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

Förstärkningsrekommendationer för de olika bergklasserna indelade i 38 förstärkningskategorier finns listade. I vissa fall ges olika rekommendationer beroende på RQD/J_n , J_r/J_a eller D_e .

Det bör noteras att det tidigare angivna sambandet mellan Q och "support pressure" enligt Barton ej bör användas. En utförligare beskrivning av tillvägagångssättet vid användning av systemet framgår av BeFo-rapporten "Stabilitet och förstärkning".

Utveckling. Metoden grundar sig på ca 200 fallstudier av företrädelsevis skandinaviska tunnlar. Arbetet bygger delvis på Cecils tidigare klassificeringsförsök, som modifierades genom ett prövningsförfarande där successivt fler parametrar infördes.

Kritik. Q -metoden bygger på statistisk anpassning av en modell till ett antal tunnlar. Vid tillämpning av metoden erhålls som resultat ett Q -värde mellan ca 0,001 och 1 000, därefter sker en indelning i 38 förstärkningskategorier. Metoden ger därmed sken av att vara mer exakt än den egentligen är. Samtidigt begränsas användbarheten av att metoden bygger på de förhållanden som påträffas i Skandinavien och av att det för ett större antal bergklasser inte finns tillräckligt många fallstudier, utan förstärkningsåtgärderna är uppskattade.

Mest kritik har riktats mot metoden för att utvärderingen ej tar hänsyn till sprickorienteringen. I en not till tabellerna anges att J_a och J_r skall hänföras till den sprickgrupp som har störst sannolikhet för brott. För denna bedömning fordras dock ingående bergkännedom. Även de andra parametrarna torde kräva erfarenhet. Vattentryck och spänningstillstånd är svåra att uppskatta före drivningsskedet. Metoden kan framstå som omständlig och besvärlig att använda, men upphovsmännen hävdar att den vid praktisk användning visat sig lätthanterlig.

4.3.6 Wickham - Rock Structure Rating, RSR

Metodik. I Wickhams RSR-metod använder man tre parametrar (A, B och C) för att fastställa grundförhållandena. A bestäms av den regionala geologin, d v s bergartstyp, hållfasthet och geologisk struktur (veckning och förkastningar). Med B värderas bergmassans egenskaper (sprickmönster), där även hänsyn tas till tunnelriktningen i förhållande till sprickplanens lutning. Med C beaktas vatteninläckning och spricktillstånd.

Med hjälp av tabeller tilldelas parametrarna A, B och C ett poängtal, där de aktuella egenskaperna för respektive parameter vägs samman, se figur 4.18. Goda egenskaper ger ett högt poängtal. De maximala poängtalerna för A, B och C är olika, d v s parametrarnas betydelse för förstärkningsbehovet är viktade. Summan $A+B+C$ utgör RSR för sprängda tunnlar. För fullortsborrning justeras RSR med en korrektionsfaktor.

Utgående från RSR beräknas RR (Rib Ratio) enligt ett enkelt samband. RR och tunneldimensionerna ger ett mått på erforderliga förstärkningsinsatser med stålågar. Rekommendationen utgår från förstärkningen $RR = 100$, d v s en tunnel i lös sand under grundvattenytan. För en sådan tunnel beräknas lasten enligt Terzaghi och avståndet mellan stålågarna bestäms. Avståndet mellan ågarna korrigeras sedan med det aktuella RR-värdet som är omvänt proportionellt mot det maximala stålågeavståndet. Utgående från lasten kan även förstärkningar med sprutbetong och bergbultning uppskattas.

Utveckling. Metoden bygger på studier av förstärkningarna i totalt 134 sektioner av 53 tunnlar. För varje sektion bestämdes RR genom att man satte det teoretiska ågavståndet vid $RR = 100$ i relation till det faktiska avståndet. RSR i

sin tur utvärderades genom upprepade försök, där parametrarna A, B och C liksom de ingående faktorerna rangordnades och gavs olika relativa värden, tills ett samband med god korrelation mellan de två faktorerna slutligen kunde väljas.

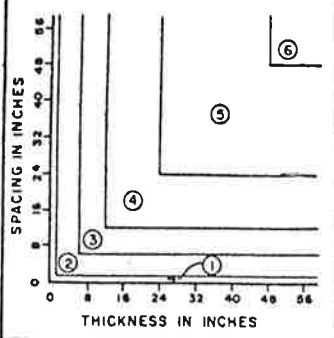
Kritik. Metodens tillämpbarhet är begränsad, eftersom den baseras på främst stålförstärkta tunnlar. Förstärkningarna i dessa är, om de följer Terzaghis övre rekommendationer, troligen också överdimensionerade.

Vid härledningen av sambandet RR-RSR har ett antal observationer utelämnats, då de ansetts visa på förhållanden med antingen överdimensionering eller utpressning. I klassificeringssystemet anges dock inga kriterier för bedömning huruvida berget är av utpressningstyp eller ej.

I övrigt är systemet lätt att använda. Ingående geologikunskaper fordras emellertid för bestämning av parametern A. Vatteninläckningen är svår att uppskatta före byggnadsskedet.

ROCK STRUCTURE RATING PARAMETER "A" GENERAL AREA GEOLOGY								
BASIC ROCK TYPE					GEOLOGICAL STRUCTURE			
	HARD	MED.	SOFT	DECOMP.	MASSIVE	SLIGHTLY FAULTED OR FOLDED	MODERATELY FAULTED OR FOLDED	INTENSELY FAULTED OR FOLDED
IGNEOUS	1	2	3	4				
METAMORPHIC	1	2	3	4				
SEDIMENTARY	2	3	4	4				
TYPE 1					30	22	15	9
TYPE 2					27	20	13	8
TYPE 3					24	18	12	7
TYPE 4					19	15	10	6

Figur 4.18 Wickhams "Rock Structure Rating". Bedömning av parametrarna A, B och C. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

	<u>ROCK STRUCTURE RATING</u> <u>PARAMETER "B"</u> <u>JOINT PATTERN</u> <u>DIRECTION OF DRIVE</u>								
							MAX. VALUE 45		
	STRIKE $\perp$ TO AXIS					STRIKE $\parallel$ TO AXIS			
	DIRECTION OF DRIVE					DIRECTION OF DRIVE			
	BOTH	WITH DIP		AGAINST DIP		BOTH			
	DIP OF PROMINENT JOINTS					DIP OF PROMINENT JOINTS			
FLAT	DIPPING	VERTICAL	DIPPING	VERTICAL	FLAT	DIPPING	VERTICAL		
① VERY CLOSELY JOINTED	8	11	13	10	12	9	9	7	
② CLOSELY JOINTED	13	16	19	15	17	14	14	11	
③ MODERATELY JOINTED	23	24	28	19	22	23	23	19	
④ MODERATE TO BLOCKY	30	32	36	25	28	30	28	24	
⑤ BLOCKY TO MASSIVE	36	38	40	33	35	36	34	28	
⑥ MASSIVE	40	43	45	37	40	40	38	34	

NOTES: Flat $0 - 20^\circ$; Dipping $20^\circ - 50^\circ$; Vertical $50^\circ - 90^\circ$

<u>ROCK STRUCTURE RATING</u> <u>PARAMETER "C"</u> <u>GROUND WATER</u> <u>JOINT CONDITION</u>							MAX, VALUE 25
ANTICIPATED WATER INFLOW (GPM/1000')	SUM OF PARAMETERS A + B						
	13 - 44			45 - 75			
	JOINT CONDITION						
	GOOD	FAIR	POOR	GOOD	FAIR	POOR	
NONE	22	18	12	25	22	18	
SLIGHT (< 200 gpm)	19	15	9	23	19	14	
MODERATE ($200-1000$ gpm)	15	11	7	21	16	12	
HEAVY (> 1000 gpm)	10	8	6	18	14	10	

Joint Condition: Good = Tight or Cemented; Fair = Slightly Weathered or Altered; Poor = Severely Weathered, Altered, or Open

Figur 4.18

4.3.7 Louis och Franklins metoder

Metodik. I Louis metod görs två klassificeringar, den ena avseende drivningsmetod (borrning och sprängning, fullortsborrning), den andra avseende förstärknings-uttagsteknik.

För bestämning av drivningsmetod avsätts i ett diagram RQD mot hållfastheten (uttryckt som point-load-index eller enaxlig tryckhållfasthet). Diagrammet är indelat i fem klasser och för varje klass anges lämplig metod, se avsnitt 4.5.4 och figur 4.33.

Förstärknings- och uttagstekniken avgörs antingen av de mekaniska eller de hydrauliska egenskaperna, beroende på vilka som är ogynnsammast. Det "normaliserade" sprickavståndet, uttryckt som förhållandet mellan sprickornas medianavstånd och tunneldiametern, avsätts i ett diagram mot den "normaliserade" hållfastheten. Denna uttrycks som tryckhållfastheten delad med maximal tangentialspänning vid tunnelns omkrets (satt till tre gånger överlagringsstrycket). Ur diagrammet erhålls en av sex klasser, vilken skall jämföras med den klass som vattenförhållandena ger. Den senare bestäms av vattentryck, permeabilitet och svällningstryck genom ett enkelt poängsättningsförfarande. Den sänsta klassen väljs och i en tabell anges lämplig uttagsgeometri (pallar etc), indrift och förstärkning.

Franklins metod är en utveckling av Louis'. Utvecklingen har skett i samråd med Louis, och de bägge systemen innehåller i princip samma parametrar.

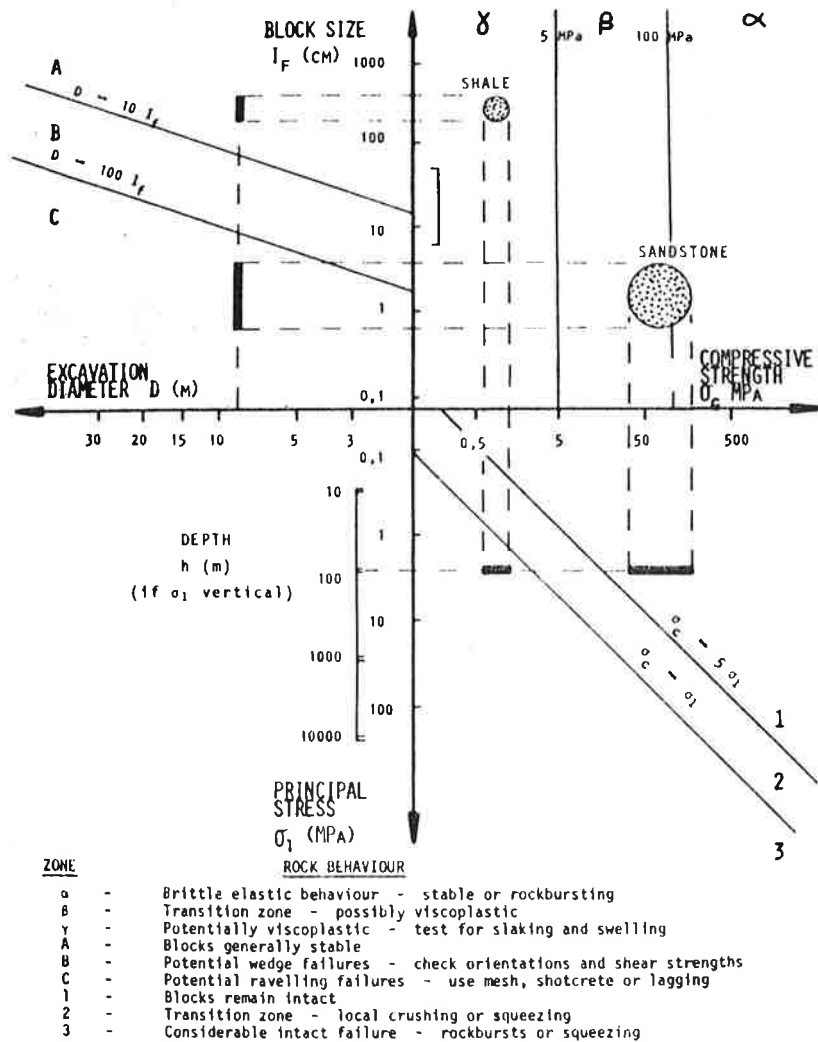
Metoden anger dels möjliga brottmekanismer, dels förstärknings-uttagsmetod. Dessutom föreslås att stupningen i förhållande till tunnelriktningen redovisas i ett stereonät, där även sprickornas (på basis av ytstruktur och innehåll) bedömda skjuvhållfasthet framgår.

För utvärdering av brottmekanismen avsätts "block"-storlek, tunneldiameter, tryckhållfasthet och överlagringstryck i ett koordinatsystem, se figur 4.19. Varje kvadrant är indelad i zoner som anger bergets uppförande och i vissa fall lämpliga förstärkningsåtgärder eller rekommenderade provningar.

Franklins diagram för bestämning av uttagsteknik är inte som Louis "normaliserade" utan i stället avsedda för en bestämd area och djup under markytan. Indelning sker i sju klasser, för vilka uttagsgeometri, indrift, ståtidsgrad och grad av förstärkningsbehov anges. Graden av förstärkningsbehov tolkas som avstånd mellan bergbultar, antal bågar per 100 m tunnel, samt tjocklek och täckningsgrad av sprutbetong.

Utveckling. Louis metod utvecklades för förprojekteringen av en tunnel i Frankrike, där i ett tidigare skede en parallell tunnel byggdes. Rekommendationerna för drivningsmetod grundar sig på ekonomiska överväganden, men främst på tekniska - genom skonsam drivning kan försämring av bergets stabilitet undvikas. Louis påpekar att rekommendationerna bara kan användas vid förstadierna av ett projekt, mer förfinade undersökningsmetoder och successivt vunna erfarenheter ger anledning till senare modifiering och komplettering av metoden.

Franklins metod är ursprungligen en allmängiltig bergklassificering som tillämpats och anpassats till tunnelbyggande. Den grundar sig på en genomgång av tio fallstudier och har därefter tillämpats och modifierats. "Block"-storlek och hållfasthet är huvudfaktorer i systemet, då dessa bedöms som viktigast vid



Figur 4.19 Franklins diagram för preliminär bestämning av tunnelstabilitet och brottmekanism. Källa: Franklin, 1975.

försök att förutsäga bergets uppförande oberoende av tillämpningsområde (tunnel, slänt etc). Övriga förhållanden, som t ex sprickorientering, beaktas genom en godtycklig justering av förstärkningsgraden.

Kritik. Louis metod använder mätbara variabler, men innefattar ej sprickorientering, skjuvzoner och spricktillstånd samt förekomsten av flera spricksystem. Metodens bakgrund och utveckling är dåligt redovisade.

Franklins metod är strikt tillämpbar endast för tunnlar med 4-10 m diameter på ett djup av 30-300 m. Justering och anpassning till andra djup och diametrar, liksom justering för vatten och orientering kräver en förhållandevis stor insats av en geologiskt och tekniskt erfaren person.

4.3.8 New Austrian Tunneling Method, NATM

Metodik och filosofi. NATM - New Austrian Tunneling Method - är en metod såtillvida att den betecknar en inställning till tunnelbyggande, vilken baseras på vissa uppställda principer. Den anger således inte en grupp bergklasser med tillhörande rekommenderade schaktnings- och förstärkningsförfaranden utan är snarare att betrakta som en filosofi.

Grundtanken är att behålla och mobilisera största tillgängliga hållfasthet hos berget. Genom en "primär" förstärkning, som deformeras med berget, förseglas ytan.

Den österrikiska metoden är ett exempel på observationsmetod; ofta gör man anspråk på att i hög grad grunda sina iakttagelser och sin förstärkningsdesign på avancerade mätningar, men många under NATM-beteckning genomförda projekt klaras med en måttlig mättningsinsats. Uttrycket har därför ibland kritiserats och metoden karakteriserats som "neither new nor Austrian".

NATM-metoden används allmänt på europeiska kontinenten och är närbesläktad med svensk tunneldrivningsteknik. Den karakteriseras genom den bakomliggande filosofin på följande sätt:

- o bevarande och mobilisering av bergets egen bärförmåga samt utformning av en självbärande zon runt tunneln,
- o registrering av deformationer i berget under tunneldrivningen och av lastuppbyggnad i tunnelförstärkningarna,
- o god förståelse och samförstånd i beslutsfattande och vid kostnadsreglering,
- o stor anpassbarhet i utförandemetod och öppenhet för ny teknik.

Traditionellt svenskt bergbyggande vilar också väsentligen på observationer, dock är rörelserna i berget här i allmänhet små och deformationsmätningar oftast inte nödvändiga. En successiv anpassning av drivnings- och förstärkningsteknik med hänsyn till iakttagna förhållanden är emellertid regel, och våra upphandlingsformer är också anpassade till ett sådant förfarande.

Den österrikiska likaväl som den svenska tunneldrivningsmetoden har lett till allmän användning av sprutbetong både för temporära och permanenta förstärkningar. I kombination med bergbultning, armering och stålbågar erhålls en oöverträffad snabbhet och flexibilitet för både temporära och permanenta förstärkningar.

NATM har ofta felaktigt likställts med användandet av sprutbetong. Vid en framgångsrik tillämpning av NATM ingår vanligen sprutbetong som en viktig komponent men är inte avgörande. NATM kan sägas vara en syntes av den teoretiska kunskapen om tidsfaktorns betydelse och om samverkan mellan förstärkning och bergmassa, vilken möjliggjorts genom den praktiska erfarenhet av sprutbetong som vanns i början av 1950-talet.

Av största betydelse är valet av den tidpunkt vid vilken den slutliga förstärkningen sker. Genom mätningar av deformationer och spänningar i primärförstärkningen avgörs när bergets lastupptagande förmåga utvecklats maximalt. Mätningarna ligger också till grund för dimensioneringen av den slutliga förstärkningen.

Ett centralt inslag är den förståelse för metoden som krävs och det samarbete som förutsätts mellan samtliga inblandade parter - beställare, entreprenör, konstruktör och kontrollant. Efter varje salva görs gemensamt en klassificering av förhållandena som sedan ligger till grund för ersättningen. Genom denna besiktning och de mätningar som sker kan en fortlöpande anpassning av arbetet ske till påträffade förhållanden.

NATM-förfarandet är vanligen väl förenligt med de österrikiska normerna för undermarksbyggande (ÖNORM B2203). En indelning görs där i godhetsklasser som bestäms av ståtids och deformationshastighet samt dessas inverkan på erforderlig förstärkningsinsats och arbetsgång enligt figur 4.20.

Gebirgsgüteklassen (Ausbruchsklassen) nach bautechnischem Verhalten bzw. nach den erforderlichen Stützungsmaßnahmen		Typischer Einfluß der Stützungs- und/oder Baumaßnahmen auf die Vortriebsleistung
1	standfestes Gebirge	Vortrieb unbehindert
2	nachbrüchiges Gebirge	Vortrieb nicht wesentlich behindert
3	leicht gebräches Gebirge	Vortrieb teilweise behindert
4	gebräches oder leicht druckhaftes Gebirge	Vortrieb fallweise unterbrochen
5	stark gebräches oder druckhaftes Gebirge	Vortrieb unterbrochen
6	stark druckhaftes Gebirge	Vortrieb durch Stützung bestimmt, Brustverzug
7	fließendes Gebirge	wie 6; eventuell Sonder- verfahren

Figur 4.20 Godhetsklasser enligt ÖNORM.

Närliggande är den schweiziska SIA Norm 198 med sex uttagsklasser (Unter-tagbau, Schweizerischen Ingenieur und Architekten Verein, 1975). I figur 4.21 visas klassindelning för erforderliga förstärkningsåtgärder vid olika slags bergs-arbeten. Klasserna kan sedan läggas till grund för ersättningen.

Kritik. Metoden förutsätter som nämnts en total förståelse för grundprinciperna och också en mycket omfattande erfarenhet. Resultatet kommer att vara helt beroende av dessa faktorer. En byggnadsgeolog måste dagligen närvara. Stor organisationsförmåga fordras för att den slutliga förstärkningen, som ofta innefattar en gjutning där det tunna sprutbetongskalet sluts, skall kunna ske i rätt ögonblick.

Metoden är trots detta ekonomisk och dessutom säker. Genom den precisions-mätning som hela tiden görs blir det möjligt att kontrollera och styra deforma-tions- och spänningsförloppet. Metodens natur gör att den är tillämpbar under nästan alla förhållanden, från berg till lera och flytbenägen sand och även vid tunnlar nära markytan, där endast minimala sättningar kan accepteras.

Figur 4.21 Brytningsklasser för tunnlar, schakter och berggrum enligt SIA-norm, 1975.

Tabelle 3 Ausbruchklassen für Stollen, Tunnel und schwach geneigte Schächte

	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV	Klasse V	Klasse VI
Brustbereich L 1	–	– $\leq 0,1 n$ Anker pro m ¹ am Profilumfang – $\leq 0,5 n$ Anker in der Brust	– $> 0,1 n$ Anker pro m ¹ am Profilumfang – $\leq n$ Anker in der Brust	– Stahl- oder Holzeinbau mit oder ohne Verzug, unmittelbar nach dem Abschlag, aber nicht als Marciavanti vorgetrieben – Gunit, Spritzbeton unmittelbar nach jedem Abschlag bis max. $\frac{1}{2}$ Profilumfang und/oder $\frac{1}{4}$ Brustfläche ** – $> n$ Anker in der Brust – Verbau bis $\frac{1}{4}$ der Brustfläche, max. 5 m ²	– Stahl- oder Holzeinbau laufend während Vortrieb mit Marciavanti – Gunit, Spritzbeton laufend während Vortrieb, evtl. mit Ankern – Verbau mit $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ der Brustfläche oder Gunit, Spritzbeton auf $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ der Brustfläche	– Verbau von mehr * als $\frac{1}{2}$ der Brustfläche – Spezialeinrichtungen
Vortriebsbereich L 2	– $\leq n$ Anker pro m ¹	– $\leq 3 n$ Anker pro m ¹	– $> 3 n$ Anker pro m ¹ – Gunit, Spritzbeton ** – Stahl- oder Holzeinbau in Serie (min. 3 Bogen) mit oder ohne Verzug	nicht massgebend	nicht massgebend	nicht massgebend
Rückwärtiger Bereich L 3	– $\leq 3 n$ Anker pro m ¹	– $> 3 n$ Anker pro m ¹ – Gunit, Spritzbeton ** – Stahl- oder Holzeinbau in Serie (min. 3 Bogen) mit oder ohne Verzug	nicht massgebend	nicht massgebend	nicht massgebend	nicht massgebend

Tabelle 4 Ausbruchklassen für stark geneigte Schächte

	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV	Klasse V
Brustbereich	–	– $\leq m$ Anker	– $> m$ Anker – Anker in der Brust – Gunit, Spritzbeton, jedoch nicht unmittelbar nach Abschlag **	– Stahl- oder Holzeinbau mit oder ohne Verzug, aber nicht als Marciavanti vorgetrieben – Gunit, Spritzbeton unmittelbar nach jedem Abschlag **	– Stahl- oder Holzeinbau laufend während Vortrieb als Marciavanti vorgetrieben

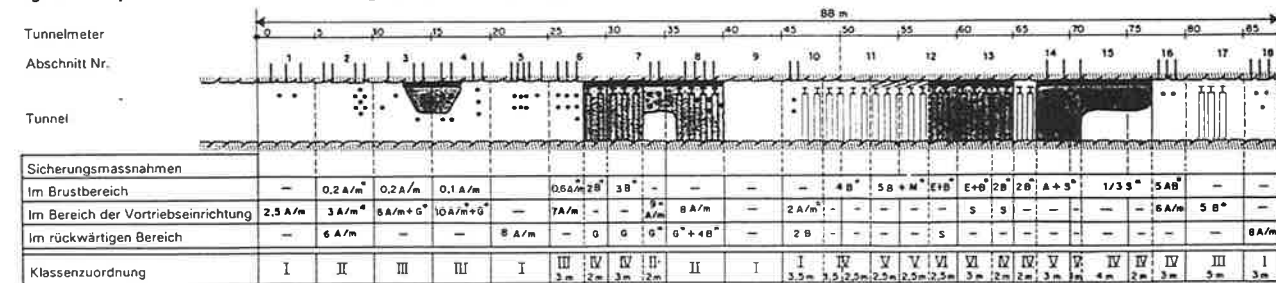
Tabelle 5 Ausbruchklassen für abgeteufte Vertikalschächte

Sohlenbereich	–	– $\leq p$ Anker pro m ¹	– $> p$ Anker pro m ¹ – Gunit, Spritzbeton $\leq \frac{1}{5}$ der freien Ausbruchfläche	– Gunit, Spritzbeton $> \frac{1}{5}$ der freien Ausbruchfläche – Stahl- oder Holzeinbau mit oder ohne Verzug, aber nicht als Marciavanti vorgetrieben	– Stahl- oder Holzeinbau laufend während Vortrieb als Marciavanti vorgetrieben

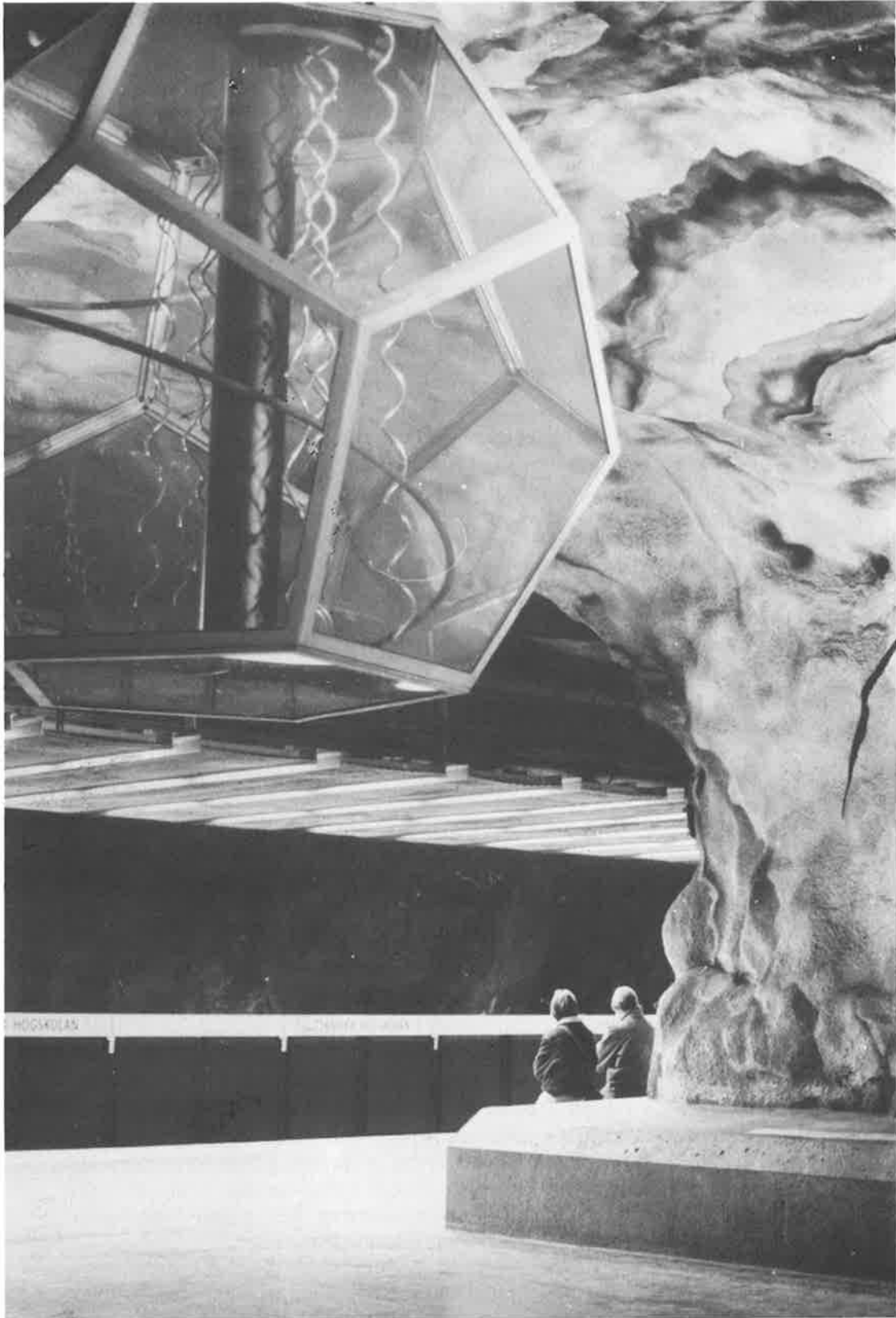
Tabelle 6 Ausbruchklassen für Kavernen

Planmässige Ausbruchoberfläche	– $\leq 0,4$ Anker pro m ²	– $> 0,4$ Anker pro m ²	– Gunit, Spritzbeton nicht unmittelbar nach Abschlag	– Stahl- oder Holzeinbau mit oder ohne Verzug, aber nicht als Marciavanti vorgetrieben – Gunit, Spritzbeton unmittelbar nach jedem Abschlag	– Stahl- oder Holzeinbau laufend während Vortrieb als Marciavanti vorgetrieben

Figur 7 Beispiel zu Tabelle 3 für die Zuordnung zu den Ausbruchklassen



Massgebende Ankerzahl $n = 3$
 A = Anker am Profilumfang
 AB = Anker in der Brust
 B = Einbaubogen
 B + M = Einbaubogen + Marciavanti
 G = Gunit
 S = Spritzbeton
 E = Brusteinbau
 * = Sicherungsmaßnahme genügt für sich allein für die Klassenzuordnung



Figur 4.22 I de nya s k grottstationerna i Stockholms tunnelbana betongsprutas ytan men kläs inte in ytterligare. Foto: Ann Emmelin.

4.3.9 Övriga metoder

Tidigare har ISRM:s geotekniska bergbeskrivning behandlats i avsnitt 4.2.3. En föregångare till denna systematiserande klassificering har utarbetats av Sten G Bergman (Funktionell bergklassificering, 1965). Denne anger inte heller någon direkt metod att förutsäga förstärkningsbehovet, utan syftar i stället mer till att ge geologer och ingenjörer ett gemensamt språk. Genom angivande av sex klassificeringsfaktorer vill Bergman inrikta geologens faktainsamling på de egenskaper hos berget som har störst relevans för den projekterande ingenjören. De faktorer som anges är:

- o enaxlig tryckhållfasthet,
- o deformationsegenskaper vid brott,
- o brottkaraktär,
- o bergstruktur,
- o sprickavstånd,
- o spricktyp.

För varje faktor ges två (eller tre) alternativa beskrivningar där geologen kan välja den lämpligaste. Nyanseringar och eventuella kompletteringar kan göras i det medföljande utlåtandet. Sprickorientering redovisas lämpligen i kartform.

Genom listning av de praktiska bergproblem en projektör/entreprenör kan träffa på och koppling till en lista som upptar möjliga klassificeringsfaktorer har en bedömning gjorts av vilka faktorer som är väsentligast. De kriterier som ställts på klassificeringsfaktorerna är att de skall vara väldefinierade samt lätt och billigt bestämbara. På så vis har systemet blivit grovt, men i gengäld bör en erfaren geolog kunna göra erforderliga uppskattningar enbart utgående från ytobservationer.

Bergman har i viss mån föregripit möjlig kritik genom en egen kommentar i anslutning till redovisningen av systemet. Vad gäller de första tre parametrarna som avser bergets hållfasthet och deformationsbrott, medger Bergman att dessa ofta ej är av större värde i Sveriges sprickiga och slagrika berg. I berg med slutna fogar eller svagt berg kan dock uppgifterna ge anvisningar om maximala spännvidder och lämplig sektionsform med tanke på de spänningssamlagringar som kan ske. De invändningar som främst framförts gäller emellertid klassificeringens allmängiltighet. Avsikten med systemet är dock klart uttalad: att ange ett grovmaskigt bergmekaniskt bedömningsunderlag.

Ett annat arbete som varit klargörande och fått fortsatt betydelse är Brekke och Howards klassificering av sprickfyllningar 1972 (finns också beskriven i VBBs Special Report 21:81.2).

Utgående från karaktären på bergmassans diskontinuiteter gör Brekke-Howard en indelning i sju grupper. Indelningen med kommentarer avser fyllnadsmaterial och brotttillstånd. För olika fyllnadsmaterial listas förväntad bergreaktion vid utschaktning, både under själva drivningen och en tid efter denna. Metoden gör inte anspråk på att vara ett fullständigt klassningssystem, och anger inte heller några rekommenderade lastantaganden eller förstärkningsåtgärder.

Brekke-Howard hävdar att det vid projekteringen ofta läggs alltför stor tonvikt på bedömningen av de maximala krafter som kan komma att utvecklas. Lika viktigt är att kunna bedöma lämplig drivnings- och förstärkningsmetod. I detta sammanhang är inte bara bergets hållfasthet samt uppsprickningens gruppering och skala av betydelse utan även sprickornas karaktär. Brekke-Howards sammanställning syftar till att vara en hjälp för att bättre förstå och förutsäga bergets beteende och tidsberoende.

4.4 ATT FÖRUTSE VATTENINLÄCKNING

Grundvattenförhållandena kring en undermarksanläggning i berg bestäms huvudsakligen av tre faktorer:

- o bergartens permeabilitet,
- o bergmassans sprickor och håligheter,
- o grundvattentillgången och vattentrycket.

I kristallint berg är primärmaterialet i allmänhet så tätt att praktiskt taget all vattenströmning äger rum i sprickor och krosszoner. I vissa sedimentära berg, såsom sandsten och kalksten, kan däremot den primära bergarten ha tillräckligt hög porositet för att vara vattenförande även i sprickfria partier. I omvandlat berg kan man förvänta mest vatten i anslutning till sprickpartier och svaghetszoner.

På basis av vattenförekomst och permeabilitet särskiljer man mellan fyra typer av vattenförande geologiska bildningar, akviferer, enligt figur 4.23 (Sveriges Geologiska Undersökning, 1977). Urberget kan normalt karakteriseras som en sprickakvifer, medan de sedimentära bergarterna i många fall är av typ por-sprickakvifer. Vissa sandstenar hänförs till porakviferer, medan kalkstenar (och ibland graniter utomlands) kan uppträda som karstakviferer.

4.4.1 Bergartens permeabilitet

Den primära permeabiliteten avser vattenflödet genom massivt berg. Den bestäms av typ och storlek hos porerna.

Ur praktisk synpunkt är detta flöde i friskt kristallint berg så ringa att bergmassan kan betraktas som tät, med en permeabilitet mindre än ca 10^{-8} m/s. I kristallint berg som utsatts för mekanisk vittring - vilket är vanligt på sina ställen utomlands - kan permeabiliteten öka till ca 10^{-5} m/s. Har vittringen gått längre, genom kemisk nedbrytning av kornen till lerstorlek, blir berget återigen tätare med permeabilitetsvärden kring eller under 10^{-8} m/s.

I homogent sedimentärt berg är kornstorlek, porositet, cementering och vitt-ringsgrad helt avgörande för permeabiliteten. Denna kan därför variera från storleksordningen 10^{-3} m/s i porös sandsten till 10^{-11} m/s i lerskiffer. Under inverkan av långtgående kemisk vittring kan leromvandlingen i närvaro av montmorillonitiskt material ge upphov till svällande skiffrar, vilka kan vara mer eller mindre självätande med mycket låg permeabilitet. Petrografisk klassificering, avseende mineralogi och struktur, är normalt tillräcklig för att skilja de olika bergartstyperna ur permeabilitetssynpunkt.

4.4.2 Bergmassans permeabilitet

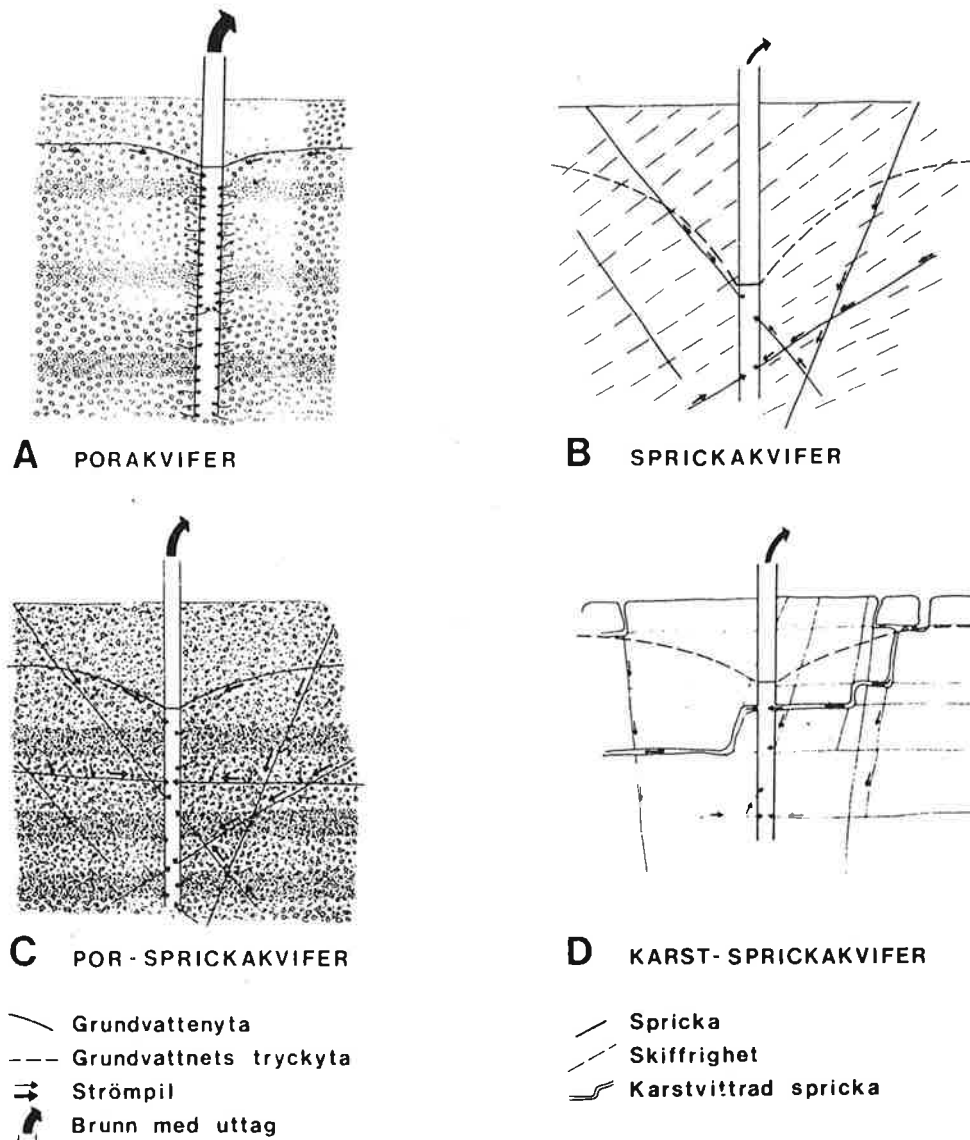
I de flesta berg bestäms permeabiliteten som nämnts av spricksystem och svaghetszoner. De tektoniskt betingade svaghetszonerna i bergmassan styr både infiltrationen av vatten och förbindelsen mellan olika grundvattenmagasin. De enda undantagen härifrån utgörs av helt osprucket berg och en del porösa sedimentära bergarter, i vilka bergartens primära permeabilitet avgör vattenflödet.

Vattenflödet genom berget ökar normalt med ökande sprickfrekvens. Deeres RQD-klassificering av sprickförekomst kan därför användas som ett kvalitativt

mått på potentiella läckningsproblem i samband med tunnel- eller bergrumsbyggande under grundvattenytan enligt tabell 4.6.

RQD (riktvärden)	Sprickavstånd ung. mått	Bergmassans klassning	Risk för grundvatten- svårigheter
90-100 %	> 3 m	sprickfri	mycket liten
75- 90 %	1-3 m	massiv	liten
50- 75 %	30 cm - 1 m	blockig/skiktad	måttlig
25- 50 %	5-30 cm	sprickig	stor
0- 25 %	< 5 cm	krossad/uppsprucken	mycket stor

Tabell 4.6 RQD och potentiell läckning enligt Bieniawski, 1974.



Figur 4.23 Olika typer av grundvattenförande formationer - akviferer.
 Källa: Carlsson & Olsson, 1979.

Ur teknisk synpunkt ger sprickfrekvensen inte tillräckligt underlag för bedömning av bergmassans vare sig mekaniska eller hydrauliska egenskaper. Därtill fordras också en bedömning av spricköppningar och sprickfyllningar.

Förekomst av hål eller lokala vidgningar av sprickor, vilka i övrigt kan vara slutna, är givetvis av största betydelse för vattenflödet. I allmänhet står den laminära strömningsskapaciteten i en spricka i direkt proportion till tredjepotensen av vidden på den fria spricköppningen och till öppningens längd. Det är därför klart att sprickvidden kan vara avgörande för den hydrauliska ledningsförmågan i en bergmassa.

Vidden hos vattenförande sprickor i kristallint berg är vanligen mindre än 1 mm. I kalkberg och i sedimentärt berg med gips och kalcitinneslutningar förekommer däremot hålrum av en helt annan storleksordning; mest påtagliga är de karstbildningar i kalksten, vilka gett upphov till ofantliga grottor med gångar och salar.

Till någon ledning vid bedömning av läckningsrisken genom spricköppningar i för övrigt tätt berg kan anges följande indelning, tabell 4.7.

Sprickvidd, ung. mått	Beskrivning av sprickor	Läckningspotential
<0,1 mm	mycket tät	mycket liten
0,1-0,25 mm	tät	liten
0,25-0,5 mm	något öppen	måttlig
0,5-1,0 mm	öppen	stor
>1 mm	vid(öppen)	mycket stor

Tabell 4.7 Sprickvidd och potentiell läckning.

Sprickfyllningar förekommer av starkt varierande beskaffenhet. Av väsentlig betydelse ur vattenläckningssynpunkt är materialets stabilitet mot inre erosion.

Vid en hydraulisk stabil sprickfyllning bestäms vattenflödet genom sprickan av fyllningsmaterialets permeabilitet. Flödet kan bli stort genom bergsprickor fyllda med material av grusstorlek, såsom förekommer speciellt i krosszoner, liksom givetvis på sådana ställen där en spricka står öppen genom ofullständig sprickutfyllning. Genom lerfyllningar och speciellt sprickfyllningar av svällande lera är läckningen försumbar, så länge materialet inte får tillfälle att flyta ut eller eroderas.

Hydrauliskt instabila sprickfyllningar påträffas av två olika typer:

- o erosionsbenägen jord, såsom löst lagrad sand och silt, vilken kan rinna eller spolats ut ur en bergspricka under inverkan av läckande vatten till ett hålrum,
- o vattenlösligt material, såsom gips och kalcit, vilket kan lakas ur så att vattenkanaler uppstår under en anläggnings livstid.

Här skall särskiljas fyra grupper av sprickfyllningar, vilka har betydelse ur vattenläckningssynpunkt:

1. Sprickor, slag och förkastningszoner har ofta läkts genom utfällning av kvarts eller kalcit. Svaghetszonen kan i så fall ha slutits helt men kan också ha brutits upp på nytt så att nya sprickor bildats.



Figur 4.24 Carlsbad Caverns i New Mexico är en av världens märkligaste karstformationer, ett resultat av vattnets urlakning i kalksten.

2. Sprickfyllningar av kalcit, klorit eller gips kan vara temporärt täta men är inte beständiga i längden under inverkan av rinnande vatten.
3. Lerfyllningar i sprickor och svaghetszoner har benägenhet att pressas ut eller spolas bort. Speciellt svällande leror förlorar sin fasthet vid vattenupptagning och kan därvid antingen verka tätande eller öppna läckvägar.
4. Sprickfyllningar som består av inspolad sand eller silt eller utgörs av omvandlat bergmaterial med motsvarande kornstorlek har givetvis tendens att flyta ut eller spolas bort vid angränsande schaktningsarbeten.

4.4.3 Grundvattenförekomst och vattentryck

Både i porösa bergarter och i kristallint berg med allt vattenflöde genom spricksystemen följer grundvattenströmningen i huvudsak Darcys lag. Detta innebär att strömningshastigheten och läckvattenmängden till ett bergrum är proportionell mot den lokala hydrauliska gradienten, d v s läckvattenmängden ökar med ökande trycknivå under i övrigt oförändrade förhållanden (Bergman, 1977). Ökande förläggningsdjup behöver ändå inte nödvändigtvis medföra större vattenläckage, eftersom bergets sprickighet (åtminstone i kristallint berg) brukar minska med ökande djup.

Vid projektering av undermarksanläggningar är kännedom om förekomsten av en enda grundvattennivå eller flera grundvattennivåer på olika djup av största betydelse. Även över grundvattenytan kan man emellertid påträffa mindre, permanenta vattensamlingar eller inneslutningar av vatten som kan medföra höga grundvattentryck. Detta är framför allt vanligt i lagrade bergarter och i områden med stark avdunstning.



Figur 4.25 En underjordisk flod har gett upphov till denna grottformation i kalksten nära Riyadh i Saudi Arabien.

Förutom de lokala grundvattenförhållandena är därför ett områdes allmänna dräneringsmönster också av betydelse. Den allmänna bilden - åtminstone i kristallint berg - är att nederbördsvattnet införs i berget från branta sprickor till flacka och ofta mera öppna bottenslag, vilka tjänstgör som spridare och vattenförråd. Därifrån sker uttrinning, upptryckning och även kapillär upplyftning av vattnet i en del av de små, oregelbundet förekommande sprickorna. I sedimentärt berg kan den beskrivna tendensen accentueras genom att infiltrerat vatten rinner genom vattenförande lager och ansamlas mot mer vattentäta skikt.

Man skulle kunna vänta sig att alla sprickor eller håligheter i berget, urberg såväl som poröst sedimentärt berg, är helt vattenfyllda upp till en viss nivå, som dikteras av balansen mellan tillförsel och dränering av vattnet. Så är dock ej fallet. Stora torra, sprickiga partier uppträder ibland inte bara under vad man kan kalla den teoretiska grundvattennivån, utan t o m under större dagvattenförekomster. Orsaken härtill kan vara att inrinningen hämmas av praktiskt taget vattentäta lerskikt (Hagerman, 1956).

4.4.4 Influensområde vid grundvattensänkning

Inverkan på grundvattennivån kan ofta spåras på ganska stort avstånd från en tunneldrivning eller ett bergrum. Både teoretiskt och praktiskt är den mest utsatta zonens bredd ungefär lika med dubbla djupet till anläggningen, även om grundvattensänkning i vissa fall kunnat konstateras inom en influenszon med mångfalt större bredd. Man måste därför räkna med att ett djupt liggande bergrum under ogynnsamma förhållanden medför risk för grundvattensänkning inom ett större område än en ytligt liggande anläggning. För en tunnel gäller teoretiskt att ca 50% av det inläckande vattnet kommer från en zon som är dubbelt så bred som tunnelns djup under grundvattenytan och 80% från en zon med bredden sex gånger djupet (Gustafsson et al, 1970).

Det är framför allt förekomst av svaghetszoner i berget som medför en breddning av influensområdet. Som ett realistiskt minimum i kristallint berg torde man kunna räkna med 100 m influensavstånd från tunneln. I många fall är avståndet ännu större. Vid Juktantunneln på 60 m djup och dåligt berg av granittyp blev influensavståndet i medeltal 400 m och för enskilda svaghetszoner flera kilometer (Carlsson & Olsson, 1978).

För Himmerfjärdstunnlarna på 30 m djup under grundvattenytan blev influensavståndet i medeltal 50 m och för enskilda svaghetszoner 500 m (A Eriksson, 1975 och B Sund, 1977).

4.4.5 Vatteninläckning

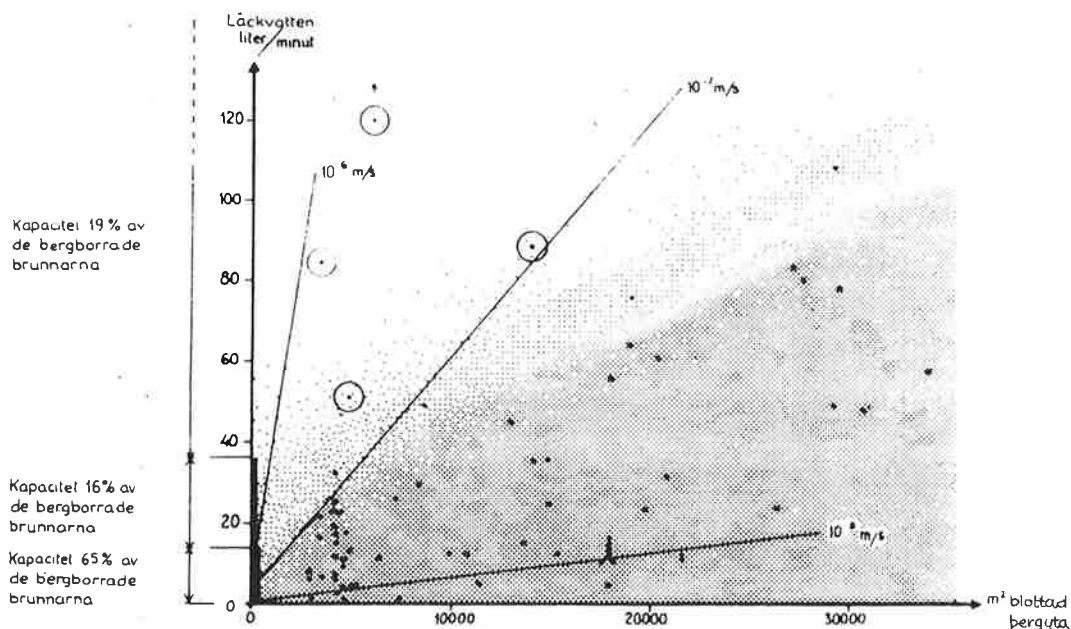
De begrepp och enheter som används för att redovisa vattenströmning genom berg är vanligen följande:

- | | |
|--|---------------------------------------|
| o permeabilitet hos jord, bergart, bergmassa | m/s |
| o inläckning till tunnel | l/min, m
l/min, 100 m
l/sek, km |
| o inläckning till bergrum | l/min, m ³ |
| o inläckning i allmänhet | l/min, m ² |

o tillrinning till en brunn

l/min
l/h

Jämför man de olika redovisningssätten för inläckning, kan man konstatera att endast enheten läckning/ m^2 blottad bergyta (l/min, m^2) medger direkt jämförelse mellan långsträckta tunnlar med liten tvärsektion och stora, korta bergrum med stor tvärsektion, figur 4.26 (Bergman, 1977). En motsvarande jämförelse mellan bergbrunnar och bergrum är vanskeligare, eftersom bergbrunnar vanligen lokaliseras till förhoppningsvis vattenförande lägen men bergrum till tätaste möjliga berg. I detta fall gäller närmast för jämförbara geologiska förhållanden, att dränageeffekten av ett bergrum är av samma storleksordning som hos en grupp av brunnar.



Figur 4.26 Läckvattenmängd vid 73 studerade underjordsanläggningar. Varje med cirkel omskriven punkt hänför sig till mätobjekt med höga läckvattenmängder. Som framgår har bergmassan vid flertalet av anläggningarna en effektiv permeabilitet som ligger mellan 10^{-8} och 10^{-7} m/s.

Källa: Magnus Bergman. Grundvatteninläckning i tunnlar och bergrum, BFR Rapport R51:1977.

För vatteninläckning till **tunnlar** i god granit eller gnejs brukar man anse 0,05-5 l/min, m (1-100 l/s, km) vara tämligen normalt. I sedimentärt berg, där tunneln måste försees med hel betonginklädnad, eller vid passage av krosszoner, där berget måste tätas och förstärkas, kan läckvattenflödet under byggnadstiden uppnå en helt annan storleksordning. Ett av de svåraste vatteninflödena som kunnat behärras inträffade vid passage av en förkastningszon i Californien (Thomson, 1966). Maximiflödet på ett ställe uppgick där till 60 m^3 /min (1 m^3 /s) och tre gånger så mycket totalt.

Utan hel betonginklädnad kan man med dagens teknik inte eliminera all inläckning. En förinjektering i kristallint berg nedbringar sannolikt läckningen till ungefär hälften av vad den annars skulle ha varit. Genom efterinjektering kombinerad med inklädnad av krosszoner kan man nå ner till inläckningsflöden på ca 6 l/min och 100 m tunnallengd eller något därunder. Det finns ändå många

exempel på tunnlar som efter tätning läcker 30 l/min, 100 m (Lindskoug & Nilsson, 1974).

Som riktvärden för tillåten inläckning har man vid trafiktunnlar i Stockholm accepterat 6-12 l/min och 100 m tunnel. Vid avloppstunnlar som Käppala och Himmerfjärden har man använt 6 l/min och 100 m tunnel som riktvärde. Denna bedömning av acceptabel vatteninläckning grundar sig emellertid mindre på hydrologiska behov med tanke på omgivningen än på en empiriskt lagd gräns för hur långt man kan nå med cementinjektering.

Om man skall nå gott resultat fordras att tätningsarbetet utgör en integrerad del av drivningen och beaktas redan vid projekteringen. Injekteringsarbetena skall pågå både före och efter utsprängningen och salvorna måste anpassas så att man inte i onödan spräcker upp berget (Andreasson m fl, 1980).

Även i tämligen gott kristallint berg kan man vid **bergrumsarbeten** påträffa sprick- och krosszoner med en inläckning av mer än 10 l/min, zon. Zoner som för 100-200 l/min får i detta sammanhang betraktas som starkt vattenförande. Om vattenflödet bryter fram plötsligt och uppgår till storleksordningen 5-10 m³/min föreligger katastrofrisk.

En acceptabel inläckning till svenska bergrum i volym från 1 000 till 100 000 m³ brukar vara av storleksordningen 20-60 l/min totalt. Utomlands i sämre berg tvingas man ofta att godta betydligt högre läckvattenmängder.

En väsentlig del av dagens kunskaper om berggrundens vattenföring kommer från bergborrade **brunnar**, vilka i Sverige ofta kan drivas till det djup där man träffar på tillräckligt med vatten för sitt behov. Detta djup brukar variera mellan 30 och 100 m. Vattenföringen uppgår för 65% av brunnarna till mindre än 15 l/min (1 000 l/h) och för 20% till mer än 35 l/min (2 000 l/h). De kraftigt vattenförande brunnarna torde i flertalet fall gå genom sådant uppsprucket berg som hade måst tätas i samband med undermarksprojekt. Genom de olika målsättningarna vid lokalisering av bergrum och placering av brunnar är det oftast vanskligt att dra slutsatser från det ena arbetsfältet till det andra.

Sannolikheten för att få vatten är betydligt större i områden med sedimentära bergarter än i granit- och gnejsområden. Av de sedimentära bergarterna i Sverige är den porösa sandstenen vanligen vattenförande med en kapacitet som kan uppgå till 1 000 l/min i en borrade brunn. I vissa fall kan emellertid sandstenslager ha sådant läge att grundvattnet i stället dräneras bort. Även kalksten kan vara starkt vattenförande under det att lerskiffrar och andra skiffrar vanligen ger små vattenmängder (Wenner, 1951).

4.5 ATT FÖRUTSE UTTAGSMETOD

För bedömning av bästa möjliga uttagsmetod i samband med undermarksarbeten har man att ta hänsyn till två olika synpunkter.

- o bergartens och bergmassans mekaniska egenskaper,
- o sambandet mellan dessa bergegenskaper och bearbetningsmetoden.

4.5.1 Olika uttagsmetoder

Redan vid anbudsgivningen har entreprenören att ta viss ställning till valet av drivningsmetod. Detta måste göras på basis av den byggnadsgeologiska beskrivningen, vilken därför får stor betydelse. Tre principiellt skilda metoder kan bli aktuella, beroende på bergbeskaffenheten och grundvattenförhållandena:

- o konventionell borrhning och sprängning (drilling och blasting, DB)
- o fullortsborrhning eller fräsning (machine boring, MB)
- o drivning med sköld.

De högmekaniserade drivningsförfarandena är betydligt mindre flexibla än konventionell drivning med borrhning och sprängning, vilket understryker betydelsen av fullgod byggnadsgeologisk beskrivning. Skölddrivning förekommer mestadels vid exceptionellt svåra förhållanden, vilka bör kunna uttolkas ur bygghandlingarna.

Tack vare de senaste årens tekniska utveckling inom området borrhning och sprängning ställer sig denna teknik fortfarande normalt billigare än fullortsborrhning i hårda eruptiva bergarter under det att fullortsborrhning eller fräsning kan vara ekonomiskt fördelaktig i sedimentärt berg, särskilt för långa tunnlar.

I allmänhet har det visat sig att totalkostnaderna för de två metoderna varit anmärkningsvärt lika, utom för fullortsborrhning i hårt berg, där uttagskostnaderna legat 50% högre än för borrhning och sprängning, trots att framdriften per skift varit ungefär densamma. Överraskande är också att personalbehovet snarast visat sig större för mekanisk drivning än för borrhning och sprängning (Nord, Persson & Prader, 1979).

Med hjälp av lämpligt vald utrustning och teknik för fullortsborrhning har det befunnits möjligt att driva tunnlar i de flesta geologiska formationer, utom där berget varit exceptionellt hårt eller där man stött på extrema vattenflöden eller mycket svårartade svaghetszoner.

Metoden med borrhning och sprängning är emellertid mer anpassbar till växlande geologiska förhållanden även under arbetets gång, inte minst därför att olika åtgärder lättare kan kombineras under svåra yttre betingelser. Den högre mekaniserade fullortsborrhningen har så ringa flexibilitet, att den kräver största hänsyn till byggnadsgeologiska undersökningsresultat redan i anbudsstadiet. Detta medför att dåligt eller ofullständigt utförda förundersökningar kan leda till att uttagsmetoden begränsas till borrhning-sprängning.

Det sätt på vilket arbetet upphandlas har stor betydelse för valet av arbetsmetod. Allmänt gäller att stela och detaljerade arbetsanvisningar, fasta priser och splittrad ansvarsfördelning leder till konservativt och dyrt tunnelbyggande. Olikheter i kontaktregler i USA och i Europa har här medfört olika tänkesätt när det gäller hantering av förundersökningar, projektering, arbetsförfarande och ekonomisk reglering.

För bergrumsarbeten till skillnad från tunnelarbeten är borrarbete och sprängning den enda eller helt dominerande uttagsmetoden. Det är endast i samband med sådana berggrum, där tunneldrivningsteknik kan tillämpas, som fullortsborrning eller fräsning kan bli aktuell.

4.5.2 Borrning före sprängning

Med en bergarts **borrbarhet** menar man dels den indrift eller borrarbete som uppnås vid borrarbete av ett hål med en bestämd diameter under givna arbetsförhållanden, dels det slitage som berget därvid förorsakar på borrarbete.

Som nämnts inledningsvis påverkas uttagsmetoden och därmed också borrarbete och borrarbete av två faktorer: en aktiv, vilken hänförs till borrarbete och personalen, och en passiv, vilken hänförs till bergmaterialets egenskaper. Borrarbete och borrarbete kan utvärderas med viss svårighet, under det att bergets egenskaper kan formuleras siffermässigt endast med stor osäkerhet.

De karakteristiska bergens egenskaper som har störst betydelse i borrarbete och borrarbete är följande:

- o geologisk formation,
- o hårdhet,
- o kornstruktur,
- o hållfasthet,
- o sprödhet.

Skrapprov är det enklaste fältförsöket för att snabbt bedöma **hårdheten**, vanligen i en skala från 1 till 10. Man kan vänta sig stort borrarbete och liten borrarbete om hårdheten är 7 till 9.

Kornstrukturen kan hänföras till fem skilda kategorier, vilka har direkt samband med borrarbete och borrarbete:

- | | |
|--------------------|---|
| o mycket löst berg | poröst med håligheter och öppna porer (som revkalksten), hårdhet 1-2, borrarbete relativt snabbt. |
| o löst berg | svagt konsoliderad kornstruktur (som lerskiffer), hårdhet 3-4, borrarbete medelsnabbt - snabbt. |
| o fast berg | kornen syns för blotta ögat (som i granit), hårdhet 5, borrarbete medelsnabbt. |
| o hårt berg | små korn i fast massa (som porfyr), hårdhet 6-7, borrarbete långsamt - medelsnabbt. |
| o mycket hårt berg | kornen syns inte för ögat (som basalt), hårdhet 8-9, borrarbete långsamt. |

Hållfasthet och sprödhet avgörs i fält enklast genom slag med hammare. Även ur denna synpunkt kan man i borrarbete och borrarbete tala om fem olika grupper av berg:

- o skört faller sönder i småbitar vid lätt slag, borrning går snabbt.
- o sprött går lätt sönder för slag och lämnar en tämligen slät brottyta (som hos glas), borrning går snabbt - medelsnabbt.
- o klyvningsbenäget faller sönder i tunna skivor som i sin tur lätt brister vid slag, borrning går medelsnabbt.
- o hårt går inte sönder ens för ett hårt slag, borrning går långsamt - medelsnabbt.
- o plastiskt plattas ut snarare än går sönder under slag och bucklas snarare än flisas, borrning går trögt.

Typen av **geologisk** formation och dess **struktur** förbises ofta vid bedömning av borrarbarhet men tenderar ändå att ha stor betydelse:

- o massiv massformig med få sprickor, snabb borrning.
- o lagrad horisontella lager av 1-2 m tjocklek utan vertikala sprickor, snabb - medelsnabb borrning.
- o skiktad horisontella skikt av < 1 m tjocklek utan jordinblandning, medelsnabb borrning.
- o brant stupande lagren har kantrat under tektonisk påverkan, borren har tendens att följa stupningen, långsam - medelsnabb borrning.
- o starkt uppkrossad eller sprickig både horisontella och vertikala breda sprickor och slag, besvärliga borraringsförhållanden med svårighet att hålla borrhålet rent och risk för att borrarstålet fastnar, långsam borrning.

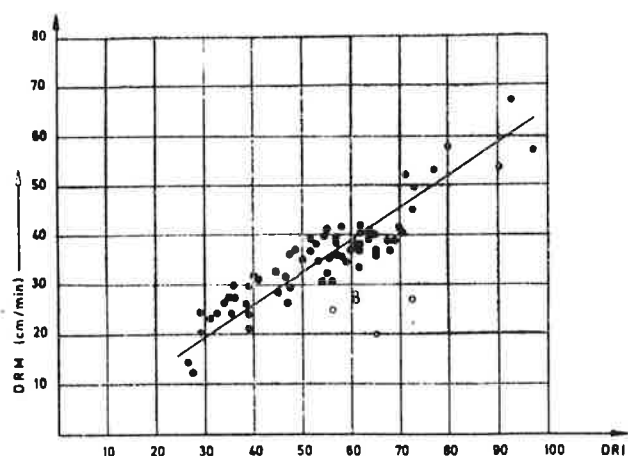
Borrsjunkning och borrarlitage kan anges för olika bergtyper i förhållande till en jämn, hård och massiv granit. Borrsjunkningen i olika slags berg erhålls då genom att borrhastiden i ett block av referensberget multipliceras med en borrarbarhetsfaktor. Användningstiden hos borrarstålet uppskattas genom att den kända tiden i referensblocket divideras med ett s k abrasionsindex.

Vid en sådan beräkning kan man inte få med den viktiga faktor som bestäms av geologisk struktur och sprickighet. Borrararen måste på basis av sin egen/erfarenhet kunna bedöma den geologiska formationens struktur och ta hänsyn till sprickighetens inverkan på borrarbarheten (Ormer, 1981).

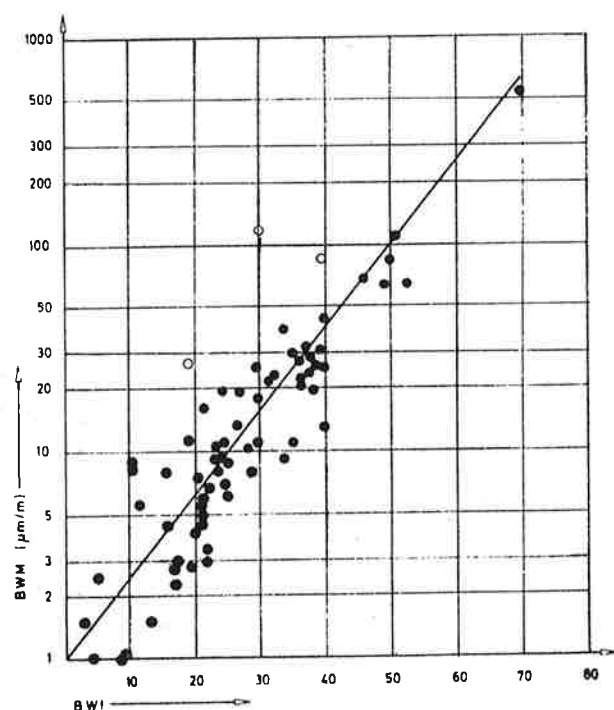
Ovanstående beskrivning av de faktorer som påverkar borrarbarheten har baserats på enkla fältförsök. Mer precisa metoder, som bygger på laboratorieprovning, har presenterats för hårt berg (Blindheim, 1970). Man inför där ett index för borrarhastighet genom att korrelera borraringsresultat med laboratoriebestämda egenskaper hos bergprover. Borrarbarheten anges genom "Drilling Rate Index" (DRI) och "Bit Wear Index" (BWI). Dessa två index avses representera hårdhet, abrasion och hållfasthet, sådana egenskaper som starkt påverkar borrarbarheten. De viktigaste laboratorieprovningarna omfattar:

- o svensk sprödhetsprovning - dynamisk nedkrossning av bergbitar,
- o Sievers T-värdeprovning - rotationsborrning i miniatyr med borrar av tungsten-karbid.
- o abrasionsförsök med tungsten-karbid.

Sambandet mellan de två laboratoriebestämda indexen samt fältbestämningar av borrarjunkning och borrarlitage anges i figur 4.27 och 4.28 (Blindheim, 1970).



Figur 4.27 Samband mellan borrarjunkningsindex, DRI, och i fält uppmätt borrarjunkning, DRM, för lätt borrarutrustning och mejselskär. (Ofyllda cirklar representerar osäkra data.) Källa: O T Blindheim, Bergarters borrarbarhet, 1979.



Figur 4.28 Samband mellan borrarlitageindex, BWI, och i fält uppmätt borrarlitage som summan av front- och diameterslitage, BWM. (Ofyllda cirklar representerar osäkra data.) Källa: O T Blindheim, Bergarters borrarbarhet, 1979.

4.5.3 Sprängning

Ur många synpunkter är det givetvis angeläget att kunna klassa berget också med hänsyn till sprängbarhet och att bestämma de bergegenskaper som vållar svårigheter i detta sammanhang.

Sprängningsmotståndet avgörs i första hand av följande bergegenskaper:

- o densitet,
- o draghållfasthet,
- o sprödhet,
- o anisotropi,
- o sprickfrekvens.

Allmänt gäller att massivt berg är svårast att spränga, under det att sprickighet underlättar sprängningen. I gott berg med normalt sprängprogram brukar indriften av varje sprängsalva variera mellan 50 och 100% av borrhålets längd. Genom förbättring av programmet för borrhålets sprängning och sprängningen kan indriften ofta ökas väsentligt. De faktorer som därvid varierar är laddning, typ av sprängämne och borrhålets program.

Norska erfarenheter pekar på att berg, som vållar svårigheter i samband med sprängning, i allmänhet kan hänföras till någon av följande tre grupper:

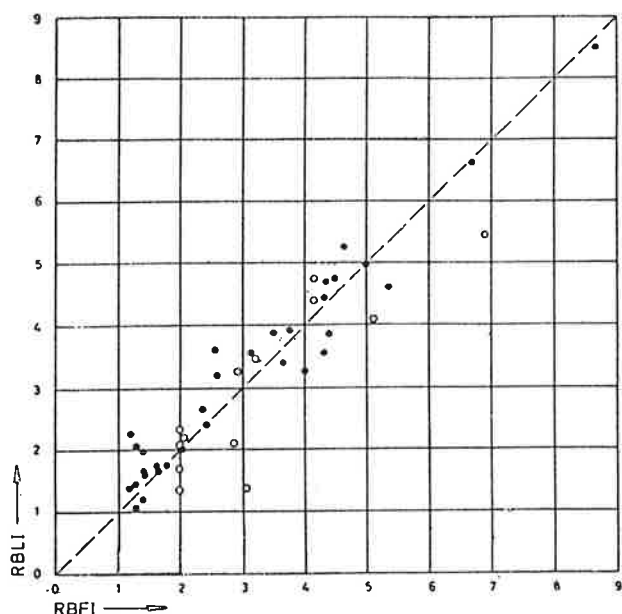
- o Den första gruppen karakteriseras av **hög densitet, hög draghållfasthet, låg sprödhet** och slumpvis orientering av mineralkornen, vilket gör berget fysiskt isotropt. Huvudorsaken till sprängningsproblemen i dessa bergarter tycks vara den höga draghållfastheten, d v s högt motstånd mot sprickbildning och sprickutbredning.
Exempel: gabbro, grönsten och breccior.
- o I motsats till de ovan nämnda bergarterna är berget i den andra gruppen svagt och sprött, d v s visar vid laboratorieprovning mycket **hög sprödhet** och **låg draghållfasthet** i alla riktningar. De huvudsakliga svårigheterna vid sprängning i sådant berg tycks bero på att det är så svagt, att materialet närmast varje laddat borrhål pulveriseras under det att berget däremellan lämnas intakt.
Exempel: spröd granit, gneiss, marmor och kristallin skiffer.
- o Den tredje gruppen svårsprängt berg karakteriseras huvudsakligen av **hög halt platta eller fibriga mineral** (glimmer, klorit, asbest) som uppträder med parallellorientering i mer eller mindre kontinuerliga skikt. Mekaniskt är dessa bergarter starkt anisotropa med hög seismisk hastighet och draghållfasthet parallellt med skiktningen samt låg seismisk hastighet och draghållfasthet vinkelrätt däremot.
Exempel: glimmerrika kristallina skiffer.

I motsats till de svårsprängda bergartstyperna som nämnts har berg av normal sprängbarhet vanligen måttlig sprödhet, måttlig halt platta eller fibriga mineral och måttlig mekanisk anisotropi (Bergh-Christensen, Selmer-Olsen, 1970).

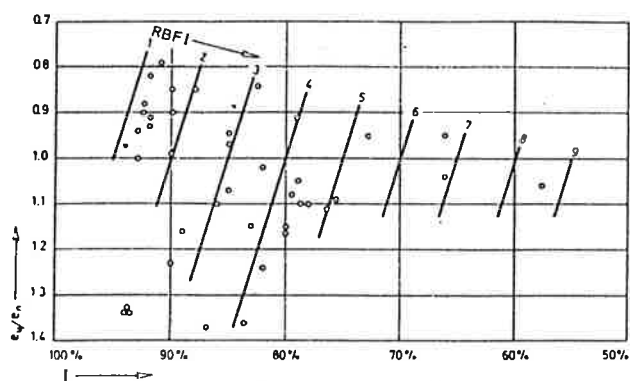
En mer kvantitativ metod att bestämma sprängbarheten på basis av fält- och laboratorieprovningar har utarbetats av samma författare och kombinerats med platsbestämningar av sprickriktning och sprickfrekvens vid tunneldrivning. Draghållfastheten hos borrhålsprova provas då med point-load test (Reichmerth, 1963) och seismiska hastigheten med hjälp av betongprovutrustning.

Resultatet av samtliga laboratorieprovningar (seismisk hastighet, draghållfasthet och densitet) och sprickobservationer i fält kombineras till ett laboratorieindex RBLI (Resistance to Blasting Laboratory Index). Som framgår av figur 4.29 visar detta god överensstämmelse med ett motsvarande index för fältförhållanden RBFI (Resistance to Blasting Field Index). Detta uttrycker sambandet mellan använd laddning/normal laddning och indrift i procent av borrhäns längd enligt figur 4.30.

Fältindexet RBFI möjliggör en uppskattning av sprängningseffekten vid tunnel-drivningen. Indexvärden i intervallet 1,0-2,5 indikerar därvid normala förhållanden.



Figur 4.29 Samband mellan fältindex för sprängningsmotstånd, RBFI, och laboratorieindex för sprängningsmotstånd, RBLI. (Ofyllda cirklar representerar osäkra data.) Källa: Bergh-Christensen och Selmer-Olsen, On the Resistance to Blasting in Tunnelling, 1970.



Figur 4.30 Definition av laboratorieindex för sprängningsmotstånd, RBFI, genom kvoten använd laddning/normal laddning, e_u/e_n , samt indrift uttryckt som procent av borrhäns längd, I . Källa: Berg-Christensen och Selmer-Olsen, On the Resistance to Blasting in Tunneling, 1970.

För bestämning av sprängbarhet och styckefall är det alltid starkt önskvärt att göra fältförsök, provsprängningar, i ganska stor skala.

4.5.4 Fullortsborrning och fräsning

Klassificering av berg för fullortsborrning och fräsning (mekanisk borrning) bör belysa följande faktorer:

- o borrarjunkning eller de bergegenskaper som påverkar indriften,
- o borrarmaskinsslitage,
- o behov av bergsäkring och bergförstärkning.

Den sistnämnda frågan har tidigare behandlats i avsnitt 4.3

I huvudsak har samma faktorer, som inverkar vid borrning före sprängning, motsvarande effekt vid fullortsborrning och fräsning. Det skall emellertid understrykas, att mycket dåliga bergförhållanden kan förrycka förväntade indriftvärden fullständigt genom t ex otillfredsställande tunnelstabilitet. Effekten av svaghetszoner och sprickorientering måste därför uppmärksammas.

Tunnelborrningsmaskiner kan användas i de flesta slags geologiska formationer utom följande tre:

- o mycket hårt berg,
- o formationer med starkt växlande geologiska förhållanden,
- o formationer med svår vatteninläckning.

De viktigaste allmänna slutsatser som kan dras ur borrarbarhetsstudier för fullortsborrning är följande (Blindheim, 1979).

- o Borrarbarhetsprognoser bör specificeras noga med hänsyn till avsedd maskintyp, typ av borrarverktyg samt matningskraft. Vidare kan det vara skillnad i verktygsslitage vid tunnel- och stigortsborrning.
- o Med hjälp av borrarjunkindexet DRI (Drilling Rate Index) är det möjligt att överslagsmässigt beräkna indriften per varv av borrarhuvudet och på så vis få en indikation på bergartens borrarbarhet vid fullortsborrning.
- o Förekomsten av svaghetsplan i bergmassan har stor betydelse för driftresultaten. I samband med förundersökningarna måste man därför lägga vikt vid kartering och klassning av olika slags större svaghetsplan.

Småskaliga svagheter (såsom förekomst av glimmerskikt i fyllit) kommer i allmänhet till uttryck i borrarbarhetsindex och behöver inte betraktas som svaghetsplan i bergmassan, eftersom deras inverkan i så fall kommer att medräknas dubbelt. Ännu återstår att bättre söka kvantifiera inverkan av bergets svaghetszoner: deras frekvens, riktning och karaktär.

De vanligaste geotekniska faktorer som påverkar fullortsborrning har sammanfattats i figur 4.31 (McFeat-Smith, Tarkoy, 1980). De erforderliga uppgifterna kan i stor utsträckning hämtas från vanliga förundersökningar, utom detaljuppgifterna om sprickighet och svaghetszoner. Undersökningarna bör därför inriktas på att ge bästa möjliga uppgifter om dessa svagheter.

Table 1. Summary and effect of geotechnical factors on tunnelling machine performance.

		Nature of principal potential delays			
Major features	Geological features	Condition	Machine	Tunnelling operation *	Solution to minimise delay
	Fault gouge	Moisture content, thickness and geometry important	Low machine utilisation due to tunnelling operations. Steering problems likely.	Support, mucking and bracing—all dependent upon geometry.	Machine design permitting early installation of roof and wall support. Good access to invert and face for hand mucking. Experienced driver to reduce steering problems. Minimise gap between cutting head and roofshield at crown.
	Seatearth				
	Intense jointing (shattering)	Spacing less than 0.15 metres.	Low utilisation. High cutter costs in very strong rock.	Support, mucking and possible bracing	
	Sub-parallel to parallel discontinuities	Critical angle about 10–15° for weaker rocks	Low utilisation. Steering.	As above. Overbreak highly dependent upon geometry. Bracing can be main problem.	As above. Machine design with one set of pads preferable.
	High to complete weathering.	Rock Type important	Strong rocks-low utilisation Weak rocks-low utilisation	Machine mucking system As with fault gouge	As with gouge. Mucking system with proven ability to handle material with high clay content.
	Major water inflows	Greater than 3000 m ³ /day in short zones	Low utilisation. General deterioration of pure argillaceous rocks. Electrical.	Support, pumping, mucking and silting of tunnel. Labour problems. Track laying.	Advance probing and possible grouting. Waterproofed electrical equipment, and large pumps available.
	Extremely strong rock	Greater than 200 MN/m ²	Low penetration. High cutter costs and maintenance.	Potentially good tunnelling media as joints can be tight	Selection of machine with proven ability to cut hard rock. Step up planned maintenance.
	Mixed face condition	Extreme variation Geometry important	High cutter costs. Estimate as full face of harder rock. Steering - dependent on geometry. Maintenance.	Bracing	As above –non-carbide cutters preferable. Experienced driver essential.
Minor conditions	High jointing	0.5–0.15 metres spacing	Higher cutter wear in very strong rocks.	Support and mucking	These factors create only potentially poor tunnelling ground and high delays will generally only be encountered where these factors work in combination with each other. As above the solution to minimise delays is the use of a machine design permitting clear access for tunnelling operations and maintenance.
	Open joints	No filling or non-cohesive filling, eg clay		Support	
	Inclined joints	Non-cohesive joints Critical angle about 20–50° to the vertical		Support	
	Slickensided joints	Joints smooth planar. Important when working in conjunction with above or sub-parallel joints		Support	
	Weathering	Rock type important.	Faint to slight weathering can have large effect in pure argillaceous rocks	Support and mucking	
	Anisotropy eg shaley bands in sandstones	Banding ±0.2m. from soffit level		Support	
	Bedding planes/ argillaceous content.	Closely spaced planes forming prominent weakness planes.		Support and mucking both grading directly with argillaceous content.	
	Weak rocks	Less than 5 MN/m ² (Non-halite rocks)	Low utilisation. Steering problems	Support. Mucking and bracing.	All electrical equipment must be shielded or preferably waterproofed.
	Distributed water inflows	Rock type susceptible to water eg argillaceous rocks.		Support and mucking Potential labour problems. Track laying, pumping, silting	
	Mineralisation	Effective healing of joints and minor faults	High utilisation.	Good tunnelling conditions	

Figur 4.31 Geotekniska faktorerers inverkan på fullortsborrning. Källa: McFeat-Smith and Tarkoy, Site investigations for machine tunnelling contracts, 1980.

Hårdhet, kvartshalt, cementering, hållfasthet och sprickfrekvens är typiska egenskaper som påverkar borrarbarheten. För hållfasthetsbestämning på borkärnor används med fördel point-load-provning, men också enaxliga tryckförsök är informativa.

Vid undersökning av bergets hårdhet i pilottunnlar och vid tunnelfronten har provning med Schmidt-hammare visat sig ändamålsenlig på grund av utrustningens smidighet i fält. Med denna metod har man kunnat kartera tunnelfrontens variationer i hårdhet samt förekomsten av svaghetszoner, kring vilka berget i allmänhet är vittrat (Young, 1978). Av de många inverkande egenskaperna hos bergmassan har just svaghetszonernas och mikrosprickornas intensitet befunnits vara av än större betydelse för fullortsmaskinernas skärande och rivande egenskaper än det massiva bergets egenskaper.

I figur 4.32 (Blindheim, 1979) visas exempel på sambandet mellan indriften vid fullortsborrning och förekomsten av svaghetsplan. Även sprickplanens orientering i förhållande till tunneln har betydelse.

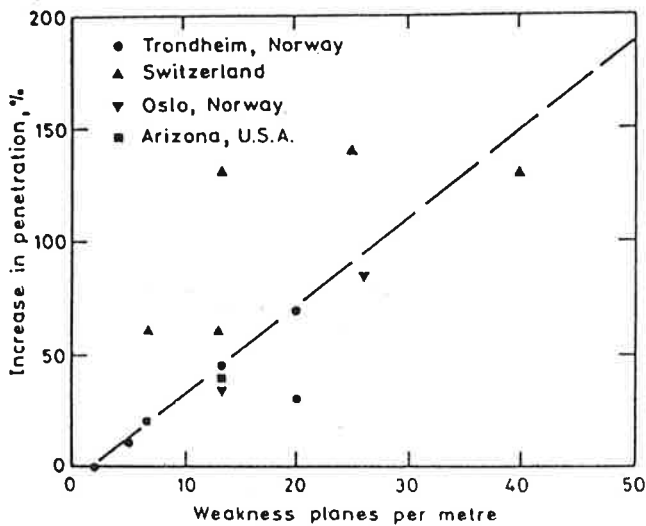
För enhetlig grund, där man kan bortse från större svaghetszoner, finns en översiktlig klassificering som baseras på undersökning av bergkärnor. Med ledning av bergkvalitet enligt RQD samt hållfasthet enligt antingen enaxliga tryckförsök eller point-load-provning hänförs grunden till någon av fem grupper, se figur 4.33 (Louis, 1974).

För varje grupp beskrivs lämpligaste uttagsmetod, när berget uppträder i kombination med inverkan av svagheter, enligt tabell 4.8.

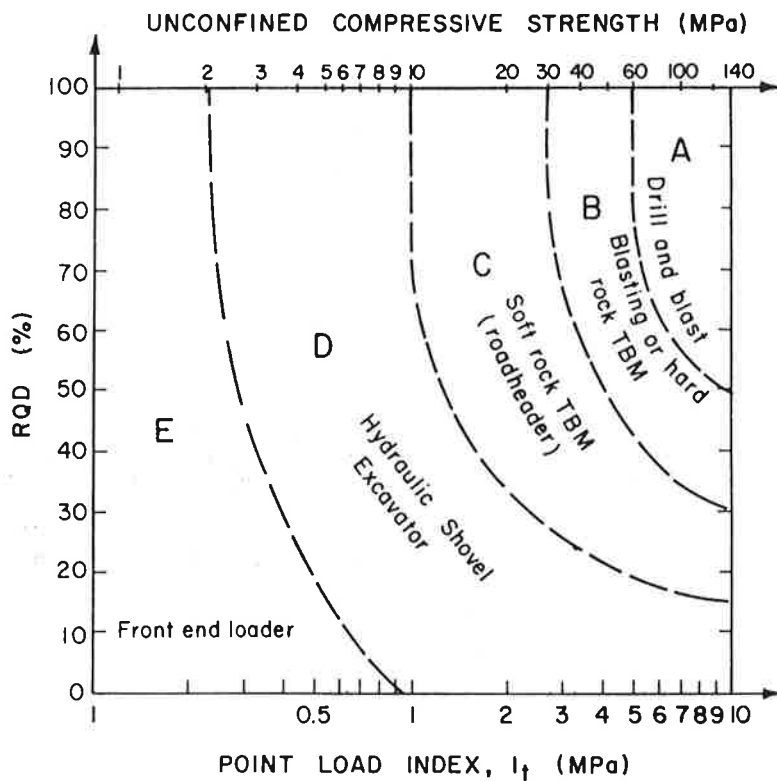
Berg-grupp	Bergbeskaffenhet	Uttagsmetod
A	Kompakt, lätt sprucket berg	Borra och spräng med förspäckning och försiktig sprängning. Borrhålsavstånd 2-3 m.
B	Kompakt men sprucket, medelstarkt berg	Borra och spräng med förspäckning och försiktig sprängning. Borrhålsavstånd 2 m. Fullortsborrning med utrustning för hårt berg.
C	Sprucket berg med låg hållfasthet	Fullortsborrning med utrustning för löst berg. Frontlastning genom ripping, med eller utan svag förspäckning.
D	Svagt berg med låg hållfasthet eller starkt sprucket	Schaktning med fräsning eller hydraulgrävare. Hårda partier loss görs med motorspett.
E	Jord eller uppkrossat berg	Schaktning med grävmaskin eller frontlastare

Tabell 4.8 Uttagsmetod enligt Louis.

Gruppindelningen är som synes mycket schematisk och medger ingen närmare precisering av bergegenskaperna. Den ger ändå en viss indikation av inom vilka områden (B, C och D), som fullortsborrning eller fräsning kan komma ifråga.



Figur 4.32 Variation i borrhjnkning främst beroende på förekomsten av svaghetsplan. Svaghetsplanens orientering och cuttertyp varierar mellan de olika observationerna. Källa: O T Blindheim, Drillability Predictions in Hard Rock Tunneling, 1979.



Figur 4.33 Klassificering för bestämning av drivningsmetod enligt Louis. Källa: Steiner & Einstein, 1980.

4.5.5 Fullortsborrning under extremt svåra byggnadsgeologiska förhållanden

De flesta goda erfarenheterna från fullortsborrning i sedimentärt berg gäller horisontella eller svagt lutande lager. I sådana fall är bergmassans beteende konsekvent och därför förutsebart. Om berget är svagt, förekommer oftast utfall av horisontella skivor såsom i lersten, under det att berget krossas till småbitar i exempelvis spröd sandsten. Utfall av större block är vanligare i horisontellt lagrade, starkare bergarter av typen kalksten, dolomit och även sandsten.

Vid drivning av fullortstunnlar i berg med väl utvecklade spricksystem kan man förvänta sig risk för bergutfall genom lossnande block. Efter en detaljerad grundundersökning bör det vara möjligt att i någon mån förutse sprick- och förkastningsmönster i förhållande till tunnelns tvärsektion. Därigenom erhålls sådana uppgifter som fordras för bergbultning och andra förstärkningsåtgärder i samband med tunneldrivningen.

Under det att framdriften vid fräsning (roadheader) bestäms huvudsakligen av bergets hårdhet, rivmotstånd och sprickighet, tenderar driftförhållandena för fullortsmaskiner att kunna hänföras till två klart skilda kategorier:

- o normal drift i gott berg, där maskinen och arbetsmetodiken fungerar bra och framdriften bestäms av massivbergets egenskaper,
- o besvärliga förhållanden förorsakade av så dåligt berg att sidoordnade arbeten, såsom bergförstärkningar och vattentätning, helt bestämmer maskinutnyttningen och där borrhindriften är betydelselös.

Nedan skall lämnas fem exempel på sådana typfall av svåra driftförhållanden (McFeat-Smith, 1980).

o Förkastningszon med jordfyllning

Under fullortsborrning i sandsten stötte maskinen, vilken var av typen med lång taksköld, på en jordfylld förkastningszon. Denna var 8m bred, vertikal och vinkelrät mot tunnellen. Den innehöll söndervittrat bergmaterial, som förvandlats till jord med enstaka block av lersten och sandsten.

När maskinen borrar sig in i jordzonen minskade framdrifthastigheten något, eftersom transportbandet blockerades av jord och sten, men den kunde fortfarande ta sig fram. Efter ca 15 m, när de bakre förankringsplattorna nådde zonen, kunde de inte få grepp utan gled oavbrutet. Samtidigt måste 2-3 m löst material ovanför takskölden schaktas bort och taket förstärkas med bergbult och nät. Dessutom måste transportbandet rensas och handtransport tillgripas på maskinens båda sidor. När framdriften slutligen kom igång igen, hade maskinen kommit 0,4 m ur kurs.

Förseningen och svårigheterna skulle ha blivit avsevärt mindre, om maskinen varit av annan typ som lämnat tillträde till utrymmet närmast bakom borrhuvudet, så att takförstärkningar kunnat utföras omgående.

Detta fall belyser, hur kritisk bredden på svaghetszonen är i förhållande till maskinlängden. Det understryker också betydelsen av att förundersökningen kan ge besked om förkastningens mäktighet, i synnerhet om den är jordfylld.

o Starkt uppsprucket berg

I ett annat fall, där man använde sig av fullortsborrningsmaskin med kort taksköld, gick man från bra sandsten in i en krosszon, som begränsades av två mindre förkastningar med 2-5 m bredd vardera. I krosszonen var berget starkt vittrat på över 20 m bredd. Vid schaktning i detta material tenderade det att rasa under egen vikt.

Tack vare maskinens utformning kunde man montera stålbågar och plåtar strax bakom borrhuvudet, varigenom bergutfallet begränsades till 0,5-1,0 m. Framdriftdiagrammet visar att förseningen därigenom blev måttlig och arbetet framgångsrikt.

Arbetet ger exempel på att välkonstruerade fullortsmaskiner kan användas även i mycket dåligt berg. Krosszoner av den beskrivna sorten är vanliga på ena sidan om ett förkastningsplan och utgör i själva verket en del av förkastningen. I samband med enkla förkastningar brukar bredden på sådana krosszoner kunna förutses med ledning av förskjutningens storlek och bergets typ.

o Upprepade mindre förkastningar

Berget bestod också här av sandsten, men denna vilade på ett 1-2 m mäktigt, helt vittrat lager jord som lutade neråt mot en underlagrande lersten. Tunnellinjen korsades av ett antal mindre förkastningar och krosszoner. Vatteninflödet var avsevärt med ca 1 000 m³/dag.

I samband med vatteninläckning fick man problem också med takets stabilitet, vilket ledde till stora förseningar.

De åtgärder som vidtogs omfattade förstärkning med stålbågar och plåtar, timmerstöd för förankringsplattorna, handrensning kring transportband och maskin samt omhändertagande av vattnet, bl a för att göra arbetsförhållandena drägligare. Trots detta sjönk maskinen undan för undan till slutligen 0,6 m under tunnellinjen. Man var då tvungen att dra tillbaka maskinen, schakta ren tunnelbotten och täcka den med betong. Maskinen kunde på så sätt riktas något uppåt och nådde efter ca 50 m rätt nivå.

Problemen upprepades sedan flera gånger men kunde behärskas genom lokala förstärkningar och bättre omhändertagande av vattnet. Överberget i form av utfall i tak och väggar av leriga lager begränsades på så sätt till 0-2 m.

o Öppna bergsprickor

I ett berg av sandsten förekom både lerslag och öppna sprickor samt vatteninläckning av storleksordningen 500 m³/dag. Under tunneldrivningen med fullortsmaskin utrustad med lång sköld inträffade vid upprepade tillfällen bergutfall i form av sandstensblock från både tak och front. Med ett par meters utfall hindrade blocken både borrhningen och transporten bakåt.

Till slut tvingades man spränga blocken, handrensa kring maskinen och förstärka tunneltaket 1,5 m över maskinens taksköld, så att denna skulle gå fri. Senare gjorde man särskilda anordningar, så att taket kunde bergbultas genom slitsar i takskölden 2 m bakom borrhuvudet.

Detta fall understryker ånyo betydelsen av att maskiner för fullortsborrning byggs så att de tillåter förstärkningsarbeten strax bakom fronten. Härigenom vinner man minsta möjliga störning i berget och uppnår det enda tillfredsställande framdriftsförfarandet.

o Bred förskjuvningszon

En anmärkningsvärt bred och brydsam förskjuvningszon påträffades vid fullortsborrning i en i övrigt stark, förskiffrad granit och gnejs. I denna förekom en 400 m bred zon med två kraftiga förskjutningar.

När maskinen kommit 15 m in i zonen, inträffade bergutfall till samma höjd som tunneldiametern med den påföljd att takskölden snabbt låstes fast av bergmassorna. Genom att driva en ny takort lyckades man loss göra maskinen, varefter tunneln drevs med konventionell borrning och sprängning genom förskjuvningszonen.

Eftersom denna var mångfalt bredare än maskinens taksköld, kom maskinen i hela sin längd att utsättas för bergets svällning och krypning inom svaghetszonen. Den hindrades på så sätt att röra sig framåt, samtidigt som blockigt och nerkrossat material klämdes in mellan borraröret.

Fastän den påträffade förskjuvningszonen i detta fall var känd i förväg genom grundundersökningen, hade varken konstruktör eller entreprenör väntat sig att berget skulle bli så svårhanterligt. Det bedömdes därför att här förelåg oförutsedda grundförhållanden och entreprenören fick ersättning för sina extraarbeten. Givetvis är liknande omständigheter en allvarlig varning i samband med långa otillgängliga tunnlar, särskilt till havs, om de korsar svaghetszoner.

Genom ovanstående fem exempel på svårigheter i samband med fullortsborrning i svagt berg har avsikten varit att belysa arbetsmetodens begränsningar men också att visa hur problemen i de flesta fall kunnat bemästras. Det är troligt att förbättrade maskinkonstruktioner i förening med bättre förundersökningar och fler erfarenheter kommer att leda till ökad användning av sådana mekaniska drivningsförfaranden som fullortsborrning och fräsning.

4.6 SAMMANFATTNING

Tunnlar och berggrum byggs i en delvis obekant omgivning, som dessutom är sammansatt av olika material med starkt växlande beskaffenhet. Naturen och de yttre omständigheterna kring ett referensprojekt blir subjektivt utvärderade av den som utvecklar en empirisk metod, lika väl som förprovningar för nästa projekt kräver omdöme i användningen. Den inneboende osäkerheten i undermarksarbeten medför därför ofrånkomligt att bedömningar i förväg av arbetsförhållandena i berget måste inrymma en avsevärd subjektivitet.

En systematisk byggnadsgeologisk eller geoteknisk bergbeskrivning bör omfatta tre begrepp:

- o bergarten,
- o bergmassan,
- o svaghetszonerna.

Bergarten beskrivs med hjälp av färg, kornstruktur, vittring eller annan klimatförändring, cementering, geologisk benämning, hållfasthet och sprickighet. Beskrivning av bergmassan innebär kompletterande uppgifter omfattande bergartstyp med hänsyn till geologiska former samt svaghetszoner och detaljer av vittringsprofilen. Slutligen behandlas karaktären av svaghetszonerna med särskild tanke på deras byggnadstekniska betydelser.

De flesta metoderna för byggnadsteknisk bergklassificering kommer vid tillämpningen att i skiftande grad behöva kopplas till ett av följande tre principiellt skiljaktliga scenarionalternativ:

- o förstärkningsbehovet eller framdriftförhållandena är av dominerande intresse,
- o bergbeskaffenheten karakteriseras av snäva eller av vida växlingar,
- o systemet skall användas av personal med eller utan stor egen erfarenhet.

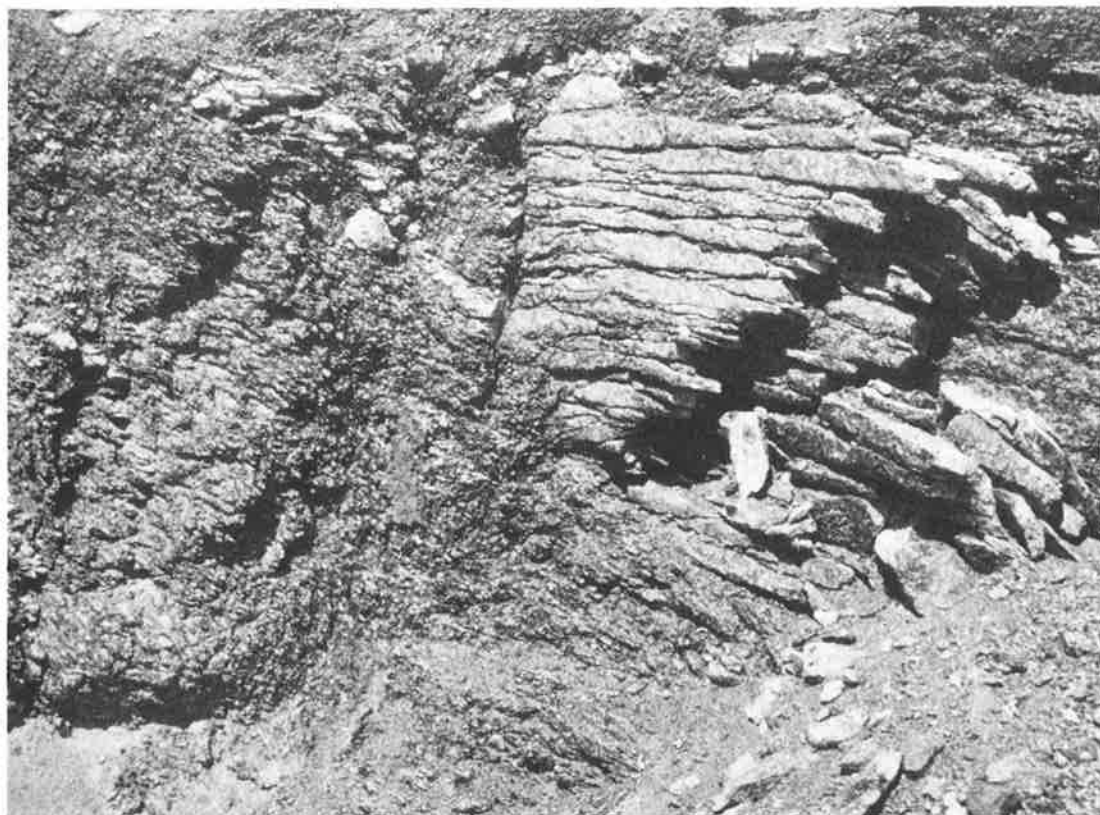
Under sådana förhållanden är det närmast självklart att inget visst klassificeringssystem kan förordas helt generellt, utan att valet avgörs både av beställarens önskemål och tillämparens tidigare erfarenhet.

4.6.1 Vanliga klassificeringsmetoder avseende bergförstärkning

Olika klassificeringssystem avseende bergförstärkningar framhåller i allmänhet att de viktigaste faktorerna som bestämmer berglasten är:

- o geologisk formation,
- o bergstruktur
 - vittring eller annan klimatförändring
 - sprickighet och svaghetszoners beskaffenhet,
- o orientering av tunnlar och berggrum i förhållande till bergets strykning och stupning,
- o vatteninflöde,
- o krypande eller svällande berg.

Indexet för bergkvalitet, RQD, har ansetts värdefullt alltsedan det infördes.



Figur 4.34 Residualjord och vittrat gnejsberg i oförutsebar blandning.

Andra betydelsefulla faktorer som betonas i vissa fall är:

- o förstärkningsmetod,
- o bergartens tryckhållfasthet.

Ett par viktiga faktorer har mera sällan behandlats när man konstruerat bergförstärkningsindex, nämligen:

- o drivningsmetod,
- o utförandekontroll.

Den bäst kända och den äldsta av tunnelförstärkningsmetoderna torde vara **Terzaghis** (1946), vilken använder enkel statisk analys, med begränsad hänsyn till bergets egen lastupptagande förmåga, för att dimensionera stålbågar.

Mer direkta är de klassindelningar som utvecklats i samband med den s k nya österrikiska tunnelmetoden **NATM** (Pacher et al, 1974; Ö-norm B2203, 1978; SIA-Standard 198, 1975 etc). Berget indelas i kvalitativt definierade klasser, liknande men mer detaljerade än i Terzaghis metod. Man tar hänsyn till typer av svaghetszoner och spänningstillstånd. Ett visst arbetsförfarande och vissa förstärkningsåtgärder kopplas sedan till varje bergklass, vilken är prissatt. Härigenom kan man genom uppföljning av arbetet kostnadsreglera störningarna i arbetscykeln i efterhand.

Nästa grupp av metoder bygger på en kvantitativ bestämning av bergkvaliteten, vilken relateras till förstärkningsbehovet. **Lauffer** (1958, 1960) införde begreppet "standup time" för en viss tunneltyp. Metoden utvecklades sedan av **Deere** (1968, 1969, 1974), vilken klassindelade bergkvaliteten enligt **RQD**. Man bedömer förstärkningsbehovet på basis av borrhärnekvalitet, svaghetszoner, tunneldimensioner, drivningsmetod, vattentryck och inläckning.

Q-metoden som utvecklats av **Barton** (1974, 1975, 1976) nyttjar sex parametrar för att kvantifiera geologin genom frekvens och typ av svaghetszoner, vatteninläckning, spänningstillstånd i berget, lagerföljd och egenskaper i intakt berg. Behovet av tunnelförstärkningar utläses sedan ur tabeller och diagram med hänsyn tagen till tunneldimensioner och användningssätt.

Bieniawski (1979) med sin Geomechanics-metod för **Rock Mass Rating (RMR)** använder också sex kvantitativa parametrar liksom Barton. Huvudskillnaden här är att ingen direkt hänsyn tas till bergspänningarna men däremot till svaghetszonernas riktning. RMR-värdet kombineras med en av fem bergklasser, vilka kopplats till en kombination av förstärknings- och drivningsmetoder, ungefär som i NATM-systemet.

Wickham (1974) beskriver den regionala geologin (lagerföljd, förkastningar, hållfasthet), bergmassans egenskaper (sprickavstånd och spricklutning) samt vatteninrinning med separata parametrar. Dessa kombineras till en s k **Rock Structure Rating (RSR)**, vilken jämte tunneldimensionerna medger bestämning av stålbyggs typ och inbördes avstånd eller också av motsvarande berglast. Korrektionsfaktorer anges för drivning med fullortsborrning liksom regler för bestämning av bergbultning.

Louis (1974) använder en kombination av **RQD** och hållfasthet hos intakt berg för att rekommendera tunneldrivningsmetod (fullortsborrning eller konventionell borrning och sprängning). En samhörande klassificering av de två förhållandena sprickavstånd/tunneldimension och tryckhållfasthet hos intakt berg/spänningstillstånd i berget leder fram till vissa kombinationer av drivningsmetod och bergförstärkning.

Franklin (1970, 1975, 1976) slutligen har härlett en metod, likartad med Louis' och delvis framtagen under ömsesidig påverkan i Frankrike.

4.6.2 Vatteninläckning

Grundvattenförhållandena kring en undermarknanläggning i berg bestäms huvudsakligen av tre faktorer:

- o bergartens permeabilitet,
- o bergmassans sprickor,
- o vattentrycket.

I kristallint berg av olika kvalitet kan permeabiliteten variera mellan 10^{-10} och 10^{-5} m/s. I homogent sedimentärt berg av olika slag är variationerna än större, mellan 10^{-11} m/s i lerskiffer och 10^{-3} m/s i porös sandsten.

För vatteninläckning till **tunnlar** i god granit eller gnejs brukar man anse 5-500 l/min och 100 m tunnel vara tämligen normalt under byggnadstiden. I sedimentärt berg eller vid passage av krosszoner kan under svåra förhållanden inläckningen uppgå till det tiofaldiga, varvid katastrofrisk kan uppkomma.

Som tillåten inläckning vid trafiktunnlar i Stockholm med flera städer med gott berg brukar man efter injektering och annan tätning acceptera 6-12 l/min och 100 m tunnel.

Även i tämligen gott kristallint berg kan man vid **bergrumsarbeten** påträffa sprick- och krosszoner med en inläckning av mer än 10 l/min och zon. Zoner som för 100-200 l/min får i detta sammanhang betraktas som starkt vattenförande. Om vattenflödet bryter fram plötsligt och uppgår till storleksordningen 5-10 m³/min är det fara å färde.

En acceptabel inläckning till svenska bergrum brukar anses vara 20-60 l/min totalt. Utomlands i sämre berg tvingas man ofta godta betydligt högre läckvattenmängder.

4.6.3 Uttagsmetoder

För bedömning av bästa möjliga uttagsmetod i samband med undermarksarbeten har man att ta hänsyn till två olika synpunkter:

- o bergartens och bergmassans mekaniska egenskaper,
- o sambandet mellan dessa egenskaper och bearbetningsmetoder.

De karakteristiska bergegenskaper som har störst betydelse i sammanhang med **borrning** är:

- o geologisk formation,
- o hårdhet,
- o kornstruktur,
- o hållfasthet,
- o sprödhet.

Borrsjunkning och borrsnitage kan anges för olika bergtyper i förhållande till en jämn, hård och massiv granit. Borrsjunkningen i olika slags berg erhålls genom att borrhiden i ett block av referensberget multipliceras med en borrarbarhetsfaktor. Användningstiden hos borrhstålet uppskattas genom att den kända tiden i referensblocket divideras med ett abrasionsindex.

Motståndet vid **sprängning** avgörs i första hand av följande bergegenskaper:

- o densitet,
- o draghållfasthet,
- o sprödhet,
- o anisotropi,
- o sprickfrekvens.

Allmänt gäller att massivt berg är svårast att spränga, under det att sprickighet underlättar sprängningen.

För bestämning av sprängbarhet och styckefall är det alltid starkt önskvärt att göra fältförsök, provsprängningar, i ganska stor skala.

I huvudsak har samma faktorer som vid borrarning (före sprängning) samma effekt vid **fullortsborrning och fräsning** (mekanisk borrarning). Tunnelbarringsmaskiner kan användas i de flesta geologiska formationer utom följande tre:

- o mycket hårt berg,
- o formationer med starkt växlande geologiska förhållanden,
- o formationer med svår vatteninläckning.

Förekomst av svaghetsplan i bergmassan har stor betydelse för driftresultaten. I samband med förundersökningarna måste man därför lägga vikt vid kartering och klassning av olika slags större svaghetszoner.

För enhetlig grund, där man kan bortse från större svaghetszoner, finns en översiktlig klassificering som baseras på undersökning av borrhärdigheter. Med ledning av bergkvalitet enligt RQD samt hållfasthet enligt antingen enaxliga tryckförsök eller point-load-provning hänförs grunden till någon av fem grupper, vilka indikerar olika lämpliga uttagsmetoder.

Under det att framdriften vid fräsning bestäms huvudsakligen av bergets hårdhet, rivmotstånd och sprickighet, tenderar driftförhållandena för fullortsmaskiner att kunna hänföras till två helt skilda kategorier:

- o normal drift i gott berg, där maskinen och arbetsmetodiken fungerar bra och framdriften bestäms av massivbergets egenskaper,
- o besvärliga förhållanden förorsakade av så dåligt berg att sidoordnade arbeten, såsom bergförstärkning och vattentätning, helt bestämmer maskinutnyttningen och där borrhärdigheten är betydelselös.

4.6.4 Vilken klassningsmetod bör man välja?

De olika tunnelmetodernas och formlernas parametrar för att beskriva geologin hämtas från borrhärdighetskarteringar, bergblottnings- och geologiska kartor, allmän kunskap om områdets geologi och från besiktningar av tunneln. Endast ett fåtal materialprovningar kan dessutom behövas. Sådana uppgifter som enkelt kan erhållas från bergblottnings- och borrhärdighetskarteringar eller mätas upp i tunneln är mest angelägna.

Alla metoder beaktar emellertid endast ett begränsat antal bergegenskaper. Även de mer komplicerade metoderna är därför ofullständiga. Med ökande antal parametrar minskar underlaget per parameter, vilket kan medföra större osäkerhet totalt i formlerna. Metoder med ett litet antal parametrar men stort underlag per parameter kan därför leda till mer precisa resultat än de mer sammansatta metoderna.

Som förtydligande till de tre i avsnitt 4.6 ovan nämnda alternativen lämnas här några ytterligare synpunkter på lämpligt val av klassificeringsmetod.

A. Om **drivningsmetoden har stor betydelse och bergbeskaffenheten varierar starkt** samt också **innefattar besvärliga förhållanden**:

- o NATM,
- o Bieniawskis RMR-klassificering,
- o Franklins och Louis metoder.

B. Om **bergbeskaffenheten är enhetligare** och det finns **många referensobjekt med likartade förhållanden**, kan man förutsätta att drivnings- och förstärkningsteknik har nått optimum efter ett antal år. Man borde då kunna

förutsätta obetydlig överdimensionering av förstärkningar och effektiv arbetsteknik. För sådana arbeten lämpar sig framför allt:

- o Bartons Q-system som utvecklats från ett stort antal skandinaviska objekt.
- C. Om däremot **bergbeskaffenheten är starkt** växlande och endast ett **fåtal referensobjekt** finns, kan en metod med ett brett parameterunderlag föra fram till en rimlig första uppskattning av förstärkningsbehovet. I ett sådant fall måste bedömningen anpassas till verkliga förhållanden genom uppföljning av arbetet, både geologiskt och förstärkningsmässigt. Metoder som täcker vida växlingar i bergbeskaffenheten och samtidigt medger uppföljning är:
 - o Deeres RQD-metod,
 - o Bieniawskis RMR-klassificering.
- D. En **projektör med liten erfarenhet** av tunnelbyggande har anledning att välja en metod med lätt bestämbara geotekniska parametrar, såsom:
 - o Louis eller Franklins metod.
- E. En **tunnelprojektör med stor erfarenhet** kan göra bedömningar av förstärkningsbehovet på grundval av enkel visuell observation. Å andra sidan efterfrågar han möjligen vissa mätningar till stöd för sin bedömning. Detaljerna härav må växla från person till person. En metod som passar under sådana förhållanden är:
 - o NATM.

Denna metod kan också vara värdefull för en mindre erfaren projektör, eftersom den kan överföra sådana aspekter som erfarenhetsmässigt är betydelsefulla men som är svåra att uttrycka i mätbara data.

4.7 LITTERATUR

BARTON, Nick; Recent experiences with the Q-system of tunnel support design. Proc. Symp on Exploration for Rock Engineering. Vol. I, pp. 107-117, Johannesburg 1976.

BARTON, Nick; Unsupported underground openings. Rock Mechanics Discussion Meeting, BeFo, Stockholm, February 1976.

BELL, F. G.; Engineering Classification of Weathered Rocks and Rock Masses. Engineering Properties of Soils and Rocks. Butterworths, London 1981.

BERGH-CHRISTENSEN, Jan och SELMER-OLSEN, R.; On the Resistance to Blasting in Tunnelling. Proc. 2nd Congress of the ISRM, Vol. 3, Belgrade 1970.

BERGMAN, Magnus; Grundvatteninläckning i tunnlar och bergrum. En dokumentation av förhållandena vid 73 tunnelavsnitt och bergrum i Sverige. Rapport R51:1977, Byggforskningsrådet.

BERGMAN, Magnus; ISRM's klassificeringskommissions förslag till "Basic Geotechnical Classification of Rock Masses". Bergmekanikdag 1976, BeFo.

BERGMAN, S. G. A.; Funktionell bergklassificering. Ingenjörsvetenskapsakademiens meddelande 142. Stockholm 1965.

BERGMAN, S. G. A.; Underground construction in Sweden. Swedish Underground Construction Mission to the United States of America, 1976.

BIENIAWSKI, Z. T.; Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunnelling. Proc. 3rd Congress of the ISRM, Denver, Colorado 1974. Advances in Rock Mechanics, Vol. II, Part A. National Academy of Sciences, Washington D.C. 1974.

BIENIAWSKI, Z. T.; Rock mass classification in rock engineering. Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering. Vol. I, pp. 97-106, Johannesburg 1976.

Discussion: Engineering Classification of Jointed Rock Masses, original paper by BIENIAWSKI, Z. T. The Civil Engineer in South Africa, July 1974.

BLINDHEIM, O. T.; Bergarters Borbarhet. Rapport 10, 1979, från Geologiska Institutet, Norges Tekniska Högskola, Trondheim.

BLINDHEIM, O. T.; Drillability predictions in hard rock tunnelling. From: Tunnelling 79. The Institution of Mining and Metallurgy, London 1979.

BREKKE, T. L.; Classification of Rock Masses and Discontinuities. Handout from Berkely.

BREKKE, T.L., and HOWARD, T.R.; Stability Problems caused by Seams and Faults. Rapid excavation and tunnelling conference, Chicago 1972, pp. 25-41.

BRITISH STANDARD BS5930:1981. Code of practice for Site Investigations.

BROWN, E. T.; Putting the NATM into perspective. Tunnels & Tunnelling, November 1981, pp. 13-17.

BROWN, E. T.; Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods. Pergamon Press 1981.

CARLSSON, Anders och OLSSON, Tommy; Hydraulic properties of Swedish crystalline rocks. Bulletin of the Geological Institutions of the University of Uppsala, N.S., Vol. 7, pp. 71-84, 1977.

CARLSSON, Anders och OLSSON, Tommy; Vatteninläckning till berganläggningar. Förväntningsmodell av influensområde. Byggmästaren 11, 1978.

CARLSSON, Leif och OLSSON, Tommy; Hydrologiska synpunkter på grundvattenläckage i tunnlar. BeFo Bergmekanikdag, 1979.

DEERE, D. U.; Geological Considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice, ed. by Stagg and Zienkiewicz, pp. 1-20. John Wiley & Sons, 1968.

DUFFAUT, P.; Discussion de l'article de Barton Lien et Lunde - Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Journal of the ISRM, November 1975, Vol. 7, No. 4, pp. 243-245. Springer Verlag.

FAGERSTRÖM, Hans; Engineering - Geological classification of arid soil and rock. VBB, Special Report 21:81.2.

FRANKLIN, John A.; Safety and Economy in Tunnelling. Proc. 10th Canadian Rock Mech Symp. Queens University, Kingston, September 1975.

GUSTAFSSON, Yngve, SUND, Buster och LINDH, Arne; Grundvattensänkning vid tunneldrivning. Byggmästaren 6, 1970.

HAGERMAN, Tor; Byggen, berggrund och grundvatten. Teknisk Tidskrift, nr 3, 1956.

HELFRICH, Hans; Zon-RQD som underlag för bergklassificering.

HOEK, E. and BROWN, E. T.; Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London 1980.

ISRM; Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD). Document No. 1. International Society for Rock Mechanics, 1980.

LINDSKOUG, Nils-Erik och NILSSON, Lars-Yngve; Grundvatten och byggande. Rapport R20:1974, Byggeforskningsrådet.

LOUIS, C.; Reconnaissance par sondages dans les roches. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics. No. 319 Juillet-Aout 1974, pp. 97-122.

MAIDL, Bernhard; Klassifizierung der Gesteine nach der Bohrbarkeit. Rock Mechanics 4, pp. 25-44. Springer Verlag 1972.

McFEAT-SMITH, Ian; Rock property testing for the assessment of tunnelling machine performance. Tunnels & Tunnelling, March 1977.

McFEAT-SMITH, Ian and TARKOY, Peter; Assessment of tunnel boring machine performance. Tunnels & Tunnelling, December 1979.

McFEAT-SMITH, Ian and TARKOY, Peter; Tunnel boring machines in difficult ground. Tunnels & Tunnelling, Jan/Feb 1980.

McFEAT-SMITH, Ian and TARKOY, Peter; Site investigations for machine tunnelling contracts. Tunnels & Tunnelling, March 1980.

MORFELDT, Carl-Olof; Bergrum och tunnlar, Byggnadsgeologisk uppföljning och kartering. Rapport R15:1976, Byggforskningsrådet.

MÜLLER-SALZBURG, L.; Der Felsbau, Dritter Band: Tunnelbau. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1978.

NORD, Gunnar, PERSSON, Per-Anders och PRADER, Duri; European Views on Mechanical Boring versus Drill and Blast Tunnelling. Report DS1979:19, SveDeFo.

van ORMER, H. P.; How to determine rock drillability. World Construction, June 1980.

PELLS, P. J. N; Discussion on the paper "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support" by Barton, Lien, Linde. Journal of the ISRM, November 1975, Vol. 7, No. 4, pp. 246-248.

POOLE, Dick; Ground Classification: Continental and British Practice. Tunnels & Tunnelling, July 1980.

PUSCH, R.; Bergmekanik. Almqvist & Wiksell, Stockholm 1974.

SELMER-OLSEN, R. and BLINDHEIM, O. T.; On the Drillability of rock by Percussive Drilling. Proc. 2nd Int. Conf. Rock Mechanics, Belgrade 1970.

SIA Norm 198 - Untertagbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1975.

SIA Empfehlung 199 - Erfassen des Gebirges im Untertagbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1975.

STEINER, W. and EINSTEIN, H. H.; Improved Design of Tunnel Supports: Vol. 5 - Empirical Methods in Rock Tunnelling - Review and Recommendations. Massachusetts Inst of Technology, Cambridge. 1980. Report No. UMTA-MA-06-0100-80-8.

Sveriges Geologiska Undersökning; Grundvattentillgångar i Sverige, Uppsala 1977.

TERZAGHI, K.; Introduction to Tunnel Geology. From: Rock Tunnelling with Steel Supports, by Proctor and White. Youngstown, Ohio, 1946.

WENNER, Carl-Gösta; Grundvattenförhållanden i södra Sveriges berggrund. Teknisk Tidskrift, sid 1101-1103, nr 81, 1951.

YOUNG, R. P. and FOWELL, R. J.; Assessing rock discontinuities. Tunnels & Tunnelling, June 1978.

ÖNORM B2203. Undertagbaurbeiten, Richtlinien und Vertragsbestimmungen, Werkvertragsnorm.