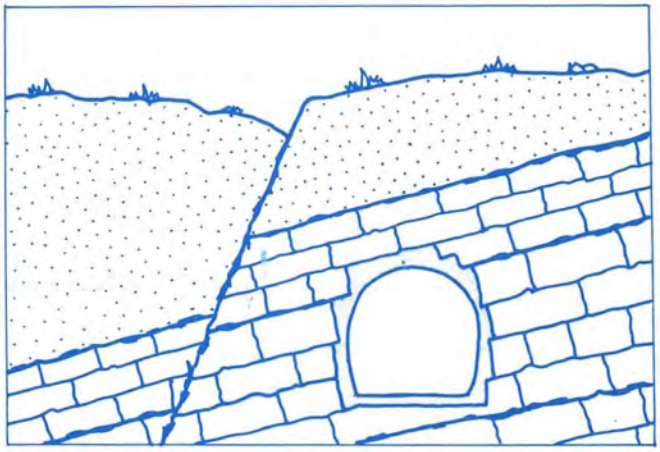
BeFo



Undermarksbyggande i svagt berg

3 Stabilitet och förstärkning

Håkan Stille, KTH
Tomas Franzén, BeFo
Anders Heiner, VBB
Gunnar Nord, SCG

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation

BeFo 106

Undermarksbyggande i svagt berg
3 Stabilitet och förstärkning

Underground Construction in Weak Rock
3 Stability and support

Tekn dr Håkan Stille, KTH
Civilingenjör Tomas Franzén, BeFo
Tekn lic Anders Heiner, VBB
Civilingenjör Gunnar Nord, SCG

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo
Stockholm 1983

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

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 berguttag 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", "Berguttag", "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 "STABILITET OCH FÖRSTÄRKNING" behandlar beräkning och dimensionering med såväl analytiska som empiriskt grundade metoder. Därutöver redovisas mätmetoder för registrering av deformationer och spänningar. Som bakgrund ges en översikt över geologins inverkan på stabiliteten samt speciella stabilitetsproblem i samband med vatten. (Se f ö delrapporterna "BYGGNADSGEOLOGI" och "VATTENPROBLEM" där exempelvis geohydrologi och tätningsproblem behandlas.) Avsnittet förstärkningsteknik är helt inriktat på förhållanden i sedimentärt eller svagt berg och tar således ej upp dimensionering av bult och sprutbetong i hårt, sprickigt berg.

Rapporten har utarbetats gemensamt av en arbetsgrupp bestående av tekn dr Håkan Stille, KTH, civilingenjör Tomas Franzén, BeFo, tekn lic Anders Heiner, VBB och civilingenjör Gunnar Nord, SCG. Avsnittet om seismiska dimensioneringskriterier har skrivits av tekn dr Rainer Massarch.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING Sid

1.	INTRODUKTION	1
1.1	Bakgrund och syfte	1
1.2	Stabilitetsproblem vid byggande i svagt berg	1
1.3	Beräkning och dimensionering	3
1.4	Förstärkningsteknik	5
2.	GEOLOGINS INVERKAN PÅ STABILITET OCH FÖRSTÄRKNINGSBEHOV	7
2.1	Introduktion	7
2.1.1	Bergarter och deras ursprung	8
2.1.2	Tektonisk påverkan	12
2.1.3	Vittring och omvandling	16
2.1.4	Utlösningsfenomen i berg	20
2.1.5	Initialspänningar	21
2.1.6	Seismisk aktivitet	23
2.2	Spänningsrelaterade stabilitets-problem	30
2.2.1	Smällberg	30
2.2.2	Squeezing fenomen i berg	31
2.3	Sprickrelaterade stabilitets-problem	32
2.3.1	Lagrat sedimentärt berg och schist	32
2.3.2	Massivt måttligt uppsprucket berg	36
2.3.3	Krossat berg	36
2.4.	Bergartsrelaterade stabilitets-problem	37
2.4.1	Sedimentära bergarter	37
2.4.2	Eruptiva och metamorfa bergarter	41
	Referenser till avsnitt 2	43
3.	VATTNETS INVERKAN PÅ STABILITET OCH FÖRSTÄRKNINGSBEHOV	45
3.1	Introduktion	45
3.2	Grundvattennivå och akvifärer	45
3.3	Vattenströmning i sprickor	46
3.4	Stabilitetsproblem	48
	Referenser till avsnitt 3	51

		Sid
4.	BERÄKNING OCH DIMENSIONERING	53
4.1	Inledning	53
4.2	Materialmodeller för bergmassan	56
4.2.1	Inledning	56
4.2.2	Bergmassans egenskaper	57
4.2.3	Bergarternas egenskaper	59
4.3	Analytiska och numeriska beräkningar	61
4.3.1	Beräkningar med FEM	61
4.3.2	Analytiska lösningar	63
4.4	Spänningar kring andra former på öppningar	72
	Referenser till avsnitt 4.1-4.4	74
4.5	Empiriska metoder	75
4.5.1	Allmänt	75
4.5.2	Klassificering	76
	Terzaghi	78
	Deere-RQD	81
	Lauffer	84
	Wickhams RSR-concept	86
	Bieniawski-Geomechanics Classification for Rock Mass Rating (RMR)	87
	Barton-Engineering Classification for the Design of Tunnel Support	92
	Referenser till avsnitt 4.5	107
4.6	Inverkan av jordbävningar på underjordsanläggningar	108
4.6.1	Bakgrund	108
4.6.2	Allmänna synpunkter	108
4.6.3	Grundläggande seismologiska begrepp	109
4.6.4	Empiriskt bedömningsunderlag	112
4.6.5	Seismiska dimensioneringskriterier	114
	Inverkan av bergförstärkning	
	Dynamiska förstärkningseffekter	
	Pseudo-statisk analys	
	Beräkning av dynamiska spänningar	
	Referenser till avsnitt 4.6	120
4.7	Instrumenteringsteknik	121
4.7.1	Allmänt	121
4.7.2	Instrumenteringens utformning	123
4.7.3	Kostnader för instrumentering	125
4.7.4	Mätningsfrekvens	125
4.7.5	Krav på personal	126
4.7.6	Instrumentering av bergrum och tunnlar	127
4.7.7	Kriterier för utvärdering av bergrörelser	128
	Referenser till avsnitt 4.7	132

5.	FÖRSTÄRKNINGSTEKNIK	133
5.1	Metodik för val av förstärkning och drivningsstrategi	133
5.1.1	Inledning	133
5.1.2	Drivning med full ort eller delad sektion	135
5.2	Förstärkningsmetoder	137
5.2.1	Bultning	137
5.2.2	Sprutbetong	139
5.2.3	Stålbågar	141
5.3	Förstärkningsteknik vid speciella bergförhållanden	150
	Referenser till avsnitt 5	155

BILAGOR

Bilaga 1 Litteraturreferenser - Byggande i svagt berg

Bilaga 2 Instrumenteringsteknik

Bilaga 3 Tunnel Instrumentation Bibliography

1. INTRODUKTION

1.1 Bakgrund och syfte

Delprojektet "Stabilitet och förstärkning" inom BeFo projekt 106 "Undermarksbyggande i svagt berg" har som målsättning att beskriva och diskutera olika design- och förstärkningslösningar.

Följande viktiga frågeställningar är belysta:

- Identifiering av stabilitetsproblem samt kopplingen till geologi
- Designprinciper, deras lämplighet och begränsningar
- Olika beräkningsmetoder, förstärkningsmetoder och mätmetoder och deras roll i samband med design och byggande.

Vi har även försökt beskriva förutsättningar för och risker med olika stabilitetsförbättrande metoder så att en teknisk värdering och därmed en ekonomisk sådan kan utföras. Arbetet har baserats på litteraturstudium, främst då "case histories", observationer gjorda vid studiebesök samt egna erfarenheter av undermarksbyggande.

1.2 Stabilitetsproblem vid byggande i svagt berg

Typiskt för byggande i för Sverige ovanliga geologiska formationer är en stor variation hos bergförhållandena. Såväl bergart som grad av sprickighet varierar. Topografin och naturen i sig begränsar ofta möjligheten till en tillräckligt omfattande förundersökning. Detta ställer krav på en ordentlig uppföljning vid själva byggandet för att ej överraskas av de speciella stabilitetsproblem som kan uppkomma.

Normalt finns stabilitetsproblem som beror på bergmassans sprickighet, blockutfall. Dessa är i princip av samma typ som i Sverige även om de kan accentueras genom bergmassans speciella struktur och sprickighet såsom exempelvis skivighet.

Utöver dessa mera normala problem finns speciella problem. Dessa är i många fall lokaliserade till begränsade zoner och områden. Trots detta kan ett misslyckande att lösa dessa på ett riktigt sätt innebära att projektets hela ekonomi äventyras.

Flera olika typer av speciella stabilitetsproblem kan uppkomma vid byggande i svagt berg. Vanligt är att beskriva problemen utifrån bergmassans uppförande. Några fenomen som kan orsaka stora tekniska och ekonomiska problem är:

- Ravelling ground
- Squeezing ground
- Swelling ground
- Running ground
- Flowing ground
- Popping ground

Utöver dessa direkta stabilitetsproblem måste andra typer av problem beaktas som exempelvis risker för gas.

Vid "Ravelling ground" bläddras berget successivt upp och bitar eller flak ramlar ned ifrån tak och väggar. En förutsättning är att berget har en nedbrytbar textur eller är starkt uppsprucket. Processen är tidsberoende och uppbläddringen kan ha flera orsaker. Uttorkning av berget (desiccation) eller motsatsen, uppblötning, kan ge denna typ av problem. Det senare fenomenet betecknas "slaking" och kan uppkomma genom kondensering av luftens fuktighet på en kallare bergyta. Kemisk vittring (chemical weathering) eller urlakning (leaching) kan medföra "ravelling ground". Dessa processer kan ske såväl i berget som i sprickorna. Små mängder svällande material i sprickorna kan också resultera i ett uppförande som betecknas som ravelling ground. Ibland betecknas alla former av uppbläddring som "slaking".

"Squeezing ground" är en inpressning av tak, väggar, golv eller tunnelfronter utan uppbläddring av ytan. Orsaken är överbelastning av bergmassan runt rummet med en åtföljande plasticering. Krypning sker ofta eftersom hållfasthets- och deformationsegenskaperna kan vara tidsberoende. Problemet kan studeras teoretiskt och förstärkningen dimensioneras genom analys av den så kallade "Ground reaction curve".

"Swelling ground" yttrar sig också som en långsam massrörelse inåt mot tunneln men orsaken är en annan än vid sqeezing. Vid "swelling ground" sker nämligen en expansion av berget beroende på vattenupptagning. Vattnet kan tillföras genom strömning av grundvattnet mot tunneln eller genom kondens av ventilationsluften på bergytorna. Vattenläckage från drivningsutrustningar kan

också ge problem liksom fukten i ett första påslag av sprutbetong.

"Popping ground" innebär att berget brister på grund av överbelastning. Brottet ger en utkastning (popping eller spalling) av bergskivor, ofta under ljudeffekter, smällberg (rock burst). Brottet sker ofta i intakt bergmaterial. Höga bergtryck och sprött bergmaterial (brittle) är två villkor för uppkomsten av detta fenomen.

"Flowing" eller "Running ground" är två fenomen som kan uppträda när håligheter fyllda med friktionsmaterial eller när zoner med dåligt cementerat granulärt material friläggs i samband med drivning av en tunnel. Under grundvattenytan kan även en liten öppning till tunneln orsaka inflytning av sand och vatten som snabbt fyller hela tunneln, flowing ground. Ovanför grundvattenytan blir inflytningen av material mindre drastisk (running ground) och slutar normalt en bit bakom stuffen.

Förstärkningsinsatser för att bemästra "squeezing, swelling eller popping ground", eller för att bära tyngden av uppluckringszonen vid "ravelling ground", kan normalt beräknas eller bedömas.

Vissa problem kan undvikas genom "förebyggande" åtgärder t ex att man förhindrar vattentillträde genom att täcka (skydda) ytan, ändra drivningsförhållanden etc.

1.3 Beräkning och dimensionering

Vid byggande i svagt berg är behovet av beräkningar för dimensionering och val av förstärkningar liksom för stabilitetskontroller betydligt större än vid byggande i hårt berg. Beställare och myndigheter ställer också som regel större krav på dokumentation av dimensioneringsunderlag etc.

Med hänsyn till att materialegenskaper och belastningssituation är ofullständigt kända - även då omfattande förundersökningar utförts - måste som regel en kombination av olika dimensioneringsmetoder användas. Analytiska beräkningar kompletteras med olika former av empiriska metoder och resultat och förutsägelser kontrolleras under byggets gång med hjälp av olika slags observationer och mätningar.

Analytiska beräkningar kan utföras enligt klassisk hållfasthetslära för vissa typgeometrier och antagna förenklade materialegenskaper och beteenden hos bergmassan. Med datorbaserade metoder (exempel-

vis FEM) kan komplicerade geometrier och material-egenskaper modelleras, varigenom möjligheten att räkna på berganläggningar väsentligt har förbättrats.

Med hänsyn till svårigheten att bestämma indata är det dock viktigt att inverkan av olika värden på ingångsparametrarna undersöks samt att beräkningarna kompletteras exempelvis med empiriska metoder och observationer under byggets gång.

Som **empiriska metoder** kan betecknas allt från den enskildes samlade erfarenhet använd som grund för "kvalificerade gissningar" och uppskattningar till användning av de genomarbetade system för erfarenhetsåterföring, som brukar kallas klassificeringssystem. Att använda bergklassificering för dimensionering kan vara ett sätt att kringgå en del av svårigheterna med att bestämma indata för analytiska beräkningar. I avancerade klassificeringssystem har man att bedöma ett antal parametrar som sedan viktas genom poängsättning enligt särskilda anvisningar. Härigenom uppnås en övergripande betygsättning eller "klassificering" av bergmassan. Som regel har då även hänsyn tagits till typ av anläggning, geometri, djupläge etc, varför resultatet direkt kan associeras med en viss förstärkningsinsats.

Alla klassificeringssytem har sin grund i respektive upphovsmans egen erfarenhet och systematiska uppföljning av ett antal väldokumenterade anläggningar i olika geologiska formationer. Varje system får på så vis en subjektiv prägel. Man måste därför noga orientera sig om bakgrunden innan man tillämpar sådana system som dimensioneringsunderlag. Liksom vid analytiska beräkningar bör dimensioneringen kompletteras med observationer under byggandet.

Observationer och mätningar under byggskedet kan användas för enstaka kontroller av att berget uppför sig som väntat men även på ett mer systematiskt sätt för att ge "indata" i en procedur där man successivt modifierar drivningssätt och förstärkningar alltefter vunnen erfarenhet.

Dessa observationer kan vara allt från okulära iakttagelser och kartering av geologi och bergstruktur till avancerade mätningar av spänningar och deformationer.

1.4 Förstärkningsteknik

De speciella stabilitetsproblem som har definierats under 1.2 ovan begränsar sig oftast till mindre avsnitt av ett helt projekt i svagt berg. Emellertid måste också det mindre problemfyllda berget beaktas. Förstärkningsmetodiken är nära sammanknuten med drivningsteknik och uttagsordning. Allmänna utgångspunkter för bestämning av förstärknings- och drivningsmetodik är i princip desamma som vid berguttag under svenska förhållanden. Bestämmande faktorer är:

- Tunnelsektion
- Stand up time
- Slutlig förstärkning
- Tillgänglig projekttid

Stand up time får emellertid en större betydelse vid byggande i det svaga berget. Det är ofta berget som styr optimal uttagsordning och inte som i Sverige drivningsutrustningen. Vidare är den slutliga förstärkningen betydligt oftare frikopplad från den temporära och kan utgöras av grova betongkonstruktioner.

Typiskt för byggande i svagt berg är en stor variation i bergförhållandena inom ett projekt. I svensk bergbyggnadsteknik har man en i stort sett till hårdbergförhållanden begränsad erfarenhet av olika förstärkningsmaterials och metoders möjligheter och begränsningar. Användbarhet och särskilda krav för anpassning till andra geologiska förutsättningar måste klarläggas. Exempel på problem som kan uppkomma i svagt berg är att spänna upp bultar till erforderlig kraft om det finns risk för glidning i förankringen eller att berget i vissa situationer snabbt bryts ned så att både bult och sprutbetong kan bli helt verkningslösa.

Stålbågar och därtill hörande byggnadselement är motiverade i helt annan utsträckning än vad som är fallet vid undermarksbyggande i Sverige.

2. GEOLOGINS INVERKAN PÅ STABILITET OCH FÖRSTÄRKNINGSBEHOV

2.1 Introduktion

Bergbyggande i Sverige har främst utförts i de prekambriska kristallina bergformationerna samt i fjällkedjans metamorfoserade sediment. Begränsad erfarenhet finns från byggande i de kambro-silura avlagringarna i södra Sverige. Genom de återkommande nedisningarna som drabbat Skandinavien har de vittrade ytlagren skrapats bort och vanligen är berget friskt ända upp till ytan. Vidare har åldern hos formationerna medfört att topografin är lugn, vilket medfört att bergbyggandet i allmänhet kunnat utföras med måttliga bergtäckningar. Problem med höga bergtryck är därför ovanliga. Dessa förhållanden har varit gynnsamma för tunneldrivning och uttagande av bergrum och bergets hållfasthet har gjort det möjligt att klara stabiliteten med begränsade förstärkningsinsatser. Problem har i huvudsak uppstått vid passerande av störningszoner där berget krossats upp eller delvis omvandlats och där stora vatteninflöden måste bemästras.

Vid byggande utomlands möter andra problem som delvis kräver andra drivnings- och förstärkningsmetoder. De faktorer som främst påverkar förhållandena i länder där det finns en potentiell marknad för svensk teknik och kunnande är

- Geologi

  större andel sedimentbergarter och metamorfa sediment

  betydligt yngre formationer, delvis dåligt konsoliderade

  växlande bergkvalitet i områden med vulkaniska bergarter

- Tektonik

  inom stora delar av jorden har berggrunden utsatts för kraftig påverkan. De relativt svaga bergarterna har därvid veckats och omlagrats på ett ofta komplicerat sätt. Vid kontakterna mellan de plattor jordskorpan är uppdelad i sker nu rörelser och spänningsomlagringar som ger sig tillkänna som seismisk aktivitet

- Topografi

  de yngre formationerna har en betydligt markantare relief, vilket ofta medför stora bergtäckningar med åtföljande höga bergtryck

- Klimat

  klimatet styr typ och omfattning hos de processer som påverkar vittringen. Det är således stor skillnad mellan vittringen i tropiska och arida områden. Klimatet påverkar vidare grundvattenförhållandena och de vattenmängder som måste kunna kontrolleras vid byggandet

2.1.1 Bergarter och deras ursprung

Bergarterna kan indelas i tre grupper

- Eruptiva
- Sedimentära
- Metamorfa

Eruptiva bergarter

De eruptiva bergarterna har bildats av smältor som trängt upp mot jordytan från jordens inre. Två typer kan särskiljas; ytbergarterna som nått bergytan i smält skick och trängt ut genom sprickor och djupbergarterna som inte nått upp till ytan utan stelnat långsamt under ytan. Det långsammare stelningsförloppet hos djupbergarterna gör att dessa bergarter får betydligt större kristaller än ytbergarterna som är mycket finkorniga. Övergångsformer mellan yt- och djupbergarter benämns gångbergarter.

Ytbergarterna tränger upp som lavor och kan antingen flyta ut och täcka vidsträckta områden eller bilda koncentrerade massiv.

Det är speciellt de ultrabasiska lavorna som är lättflytande.

Exempel på eruptivbergarter och deras sammansättning ges i Tabell 2.1. I Tabell 2.2 ges exempel på gångbergarter, som mineralogiskt och kemiskt har samma innehåll som motsvarande yt- och djupbergarter. Gångbergarterna kristalliserar något snabbare än djupbergarterna och får därmed mindre kristaller.

Tabell 2.1.

Eruptivbergarter och deras mineralsammansättning
(efter H. Schumann, 1957)

Djupbergart	Densitet	Ytbergart	Densitet	q	Kfä	plag	bio	amf ı pyr	oli
granit	2,7	kvartsporfyr	2,7	×	×	×	+	o	–
syenit	2,8	trakyt	2,7	o	×	+	+	o	–
diorit	2,8	porfyrit	2,7	o	o	×	+	×	–
gabbro	2,9	basalt	2,8	–	–	×	–	×	+
peridotit	3,3	pikrit	3,0	–	–	–	–	+	×

q	=	kvarts	× =	finns i stor mängd
Kfä	=	kalifältspat	+ =	ej stor mängd
plag	=	plagioklas	o =	endast små mängder
bio	=	biotit	– =	saknas
amf ı pyr	=	amfibol och pyroxen		
oli	=	olivin		

Tabell 2.2. (W. Schuman, 1973)

Djupbergart	*Gångbergart*	*Ytbergart*
granit	kvartsporfyr, granitporfyr	ryolit, obsidian
syenit	syenitporfyr	trakyt
diorit	porfyrit	andesit
gabbro	diabas	basalt
peridotit		pikrit

Sedimentbergarter

Sedimentbergarterna täcker stora delar av jordytan och har i huvudsak bildats genom konsolidering av strandnära avlagringar. Den viktigaste gruppen upptas av de klastiska sedimenten som är sammansatta av fragment bildade genom nedbrytning av äldre formationer. Exempel på klastiska sediment är sandstenar, konglomerat och skiffrar. Vattenhastigheten avgör vilken typ av material som kommer att avsättas. Vid låga vattenhastigheter kan sålunda endast små partiklar föras med av vattnet medan vid större vattenhastigheter allt större partiklar kan transporteras. Ofta avgör årstidernas variationer i vattenmängd och vattenhastighet hur avlagringarna byggs upp med lager innehållande olika fraktioner. Växlande lager av sandsten och skiffer eller kalksten och skiffer förekommer därför ofta liksom omväxlande lager av grovkornig och finkornig sandsten. Kontakterna mellan de olika lagren är i allmänhet nära horisontella.

En annan grupp upptas av kalkstenar och dolomiter som bl a bildats av skal från organismer i havet. En viss inblandning av sand, silt och lera förekommer i allmänhet då en transport med strandströmmarna ständigt pågår.

I områden med vulkanism bildas tuffer och agglomerat av uppkastad aska och bergartsfragment.

Genom utfällning av salter från vattenlösningar bildas s k evaporiter såsom kalciter, gips-anhydrit.

Av stor betydelse för de sedimentära bergarternas egenskaper är det cementerade materialet. Sandstenar och konglomerat kittas i allmänhet ihop genom att porvolymen fylls med mättade lösningar som fälls ut där. Exempel på cementerande material är kvarts, karbonat, järnföreningar.

Kalksten bildas ofta genom att skalfragment binds ihop genom lokal utlösning och utfällning av kalciumkarbonat.

Skiffrar (shales) bildas genom konsolidering av finkorniga sediment. I samband med konsolideringen växer intilliggande partiklar samman i samband med mineralogiska förändringar. Denna bergartsbildning förutsätter dels något förhöjd temperatur och dels att trycket verkar under lång tid. Övergången mellan silt-lera och skiffer är successiv och ytliga lager kan fortfarande ha jordegenskaper.

En sammansättning av de sedimentära bergarternas ursprung och benämning visas i Tabell 2.3.

Tabell 2.3

DE SEDIMENTÄRA BERGARTERNAS URSPRUNG OCH BENÄMNING.

TORV (sedentär)			BRUNKOL
GYTTJA, DY			ALUNSKIFFER
MORÄN			TILLIT
KORNSTORLEK I MM. 2	GRUS		KONGLOMERAT
2 – 0.06	SAND	SANDSTEN	KVARTSSANDSTEN
			ARKOS kvarts + fältspat
0.06 – 0.002	SILT		GRÅVACKA
0.002	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

I huvudsak efter Einar Broch, Trondheim 1974.

Metamorfa bergarter

De metamorfa bergarterna bildas genom omkristallisering av eruptiva eller sedimentära bergarter vid förhöjd temperatur och tryck. Egenskaperna hos den metamorfa bergarten beror dels på moderbergarten dels på de deformationer som skett i samband med processen.

När en bergart under lång tid utsätts för högt tryck och hög temperatur minskar porositeten, ökar hållfastheten och densiteten i samband med att kemiskt bundet vatten avgår. Beroende på de rådande djuptemperatur- och tryckförhållanden talar man om olika djupzoner, Tabell 2.4. I Tabell 2.5 visas hur olika typer av bergmaterial förändras i samband med metamorfosen.

Tabell 2.4 (W. Schuman, 1973)

Regionalmetamorfosens djupzoner

Zon	*Djup, km*	*Temperatur, C*	*Tryck, atm.*
epizon	8 10	300	3000
mesozon	18 20	500 600	5000
katazon	30 35	700 800	8000

Tabell 2.5 (W. Schuman, 1973)

Regionalmetamorfosens bergarter

Djupzon	*Utgångsmaterial*					
	Granit, kvarts-porfyr	*Gabbro, basalt*	*Peridotit*	*Lerhaltigt berg*	*Sand sten*	*Kalk-sten*
epizon	fyllit sericit-gnejs	grön-skiffer klorit-skiffer	grönskif-fer, klo-ritskif-fer, talk-skiffer	lerskiffer sericit-skiffer sericit-fyllit	kvartsit sericit-kvartsit	kalk-fyllit marmor
mesozon	glimmer-skiffer musko-vitgnejs	amfi-bolit	amfibo-lit	glimmer-skiffer	glimmer-skiffer kvartsit	kalk-glimmer-skiffer marmor
katazon	granit-gnejs granulit sillima-nitgnejs biotitgnejs	eklogit augit-gnejs horn-blände-gnejs	bronzit-fels olivin-fels enstatit-fels	biotit-gnejs sillima-nitgnejs cordie-ritgnejs	kvartsit granat-kvartsit granulit	kalk-silikat-fels marmor

2.1.2 Tektonisk påverkan

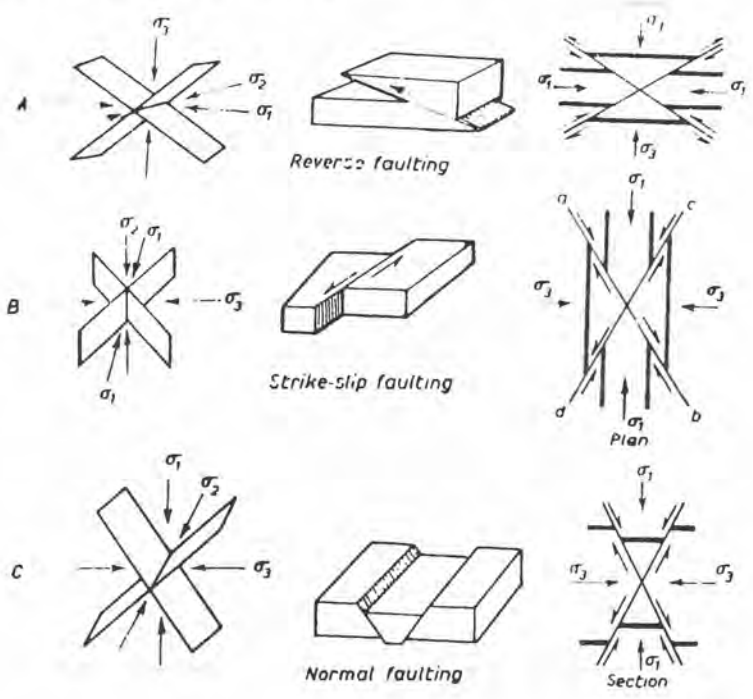
Tektoniken beskriver hur geologiska strukturer bildas genom rörelser i jordskorpan.

Genom de ständigt pågående kontinentalförflyttningarna skapas tektoniskt aktiva zoner speciellt i plattkontakterna. Spänningsuppbyggnad inom plattorna orsakar sekundära rörelsezoner och förkastningar.

Rörelserna längs en förkastning kan uppgå till centimetrar eller hundratals meter. Olika typer av förkastningar kan särskiljas.

- Normalförkastningar
- Reverseförkastningar
- Strike-slipförkastningar
- Överskjutningsförkastningar

Normal- och reverseförkastningar uppträder i regioner där jordskorpan är uppbruten i block, vilka var för sig kan vara relativt ostörda. Vid en normalförkastning har ett eller flera block rört sig nedåt i förhållande till de andra längs brantstående rörelseplan. Denna rörelse medför en horisontell expansion av området. Om i stället området trycks ihop i horisontell ledd och block skjuts upp i förhållande till intilliggande längs brantstående plan benämns rörelsezonen en reverseförkastning. Förskjutningar kan även ske parallellt med de ovan nämnda förkastningarnas strykningsriktningar. Dessa rörelser kallas strike-slip förkastningar och storleksordningen är ofta betydligt större än den vertikala förskjutningen vid normal- eller reverseförkastningar. Krafter och rörelser vid de olika förkastningstyperna visas på Figur 2.1.

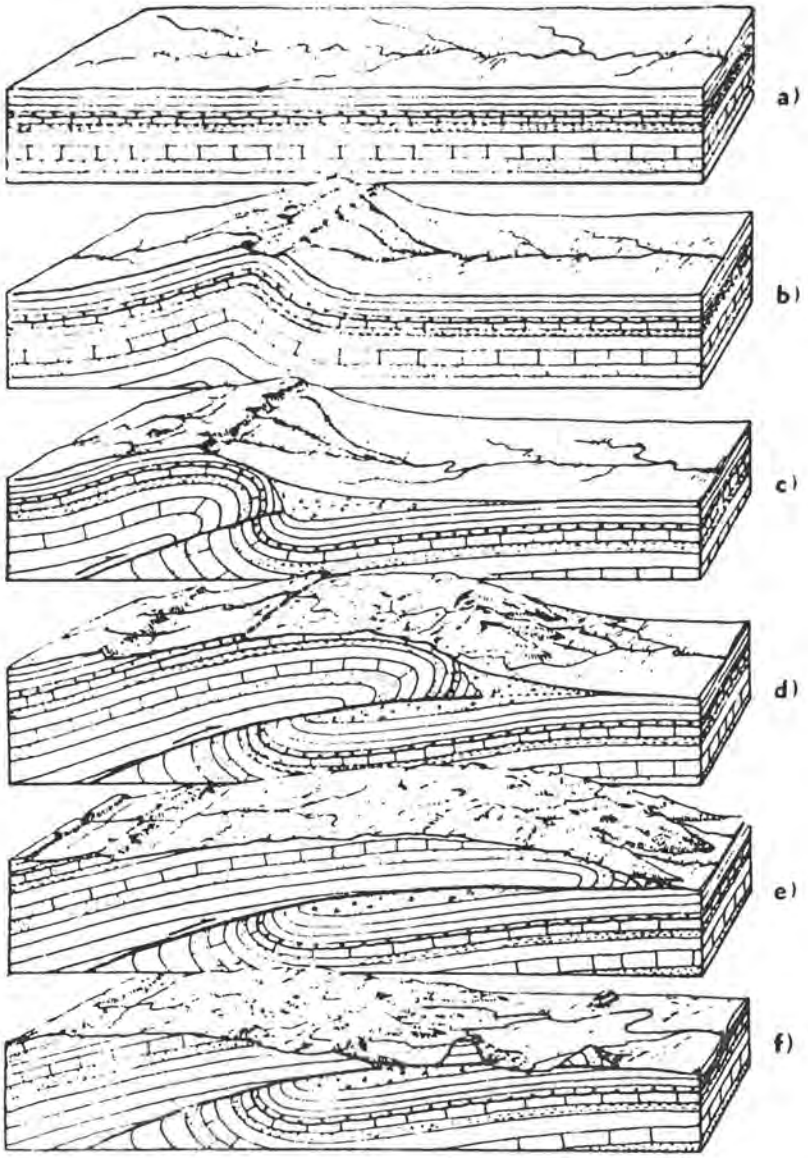


Figur 2.1. (E.S. Hills, 1966)

Ofta sker rörelserna efter flera mer eller mindre parallella tättliggande plan och man talar då om en förkastningszon.

Om en region utsätts för stora horisontaltryck pressas jordskorpan upp i veck. I Figur 2.2 visas förloppet från veckning till den fullt utbildade överskjutningsförkastning som bildas om de verkande krafterna är tillräckligt stora. Rörelserna kan vid denna typ av förkastning röra sig om

kilometrar. Ett område som utsatts för veckning och över skjutning delas sekundärt upp i block av normal- eller reverseförkastningar med strykning parallellt med och vinkelrätt mot den verkande horisontalkraften.



Figur 2.2 De olika faserna vid utvecklingen av en överskjutningsförkastning (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

Förkastningszonens bredd kan röra sig om centimetrar eller många meter. Zonen är fylld med nedmalt bergmaterial, som kan vara mer eller mindre vattengenomsläppligt. Består materialet av kantiga bergartsfragment benämns detta breccia. Ofta är det störda materialet delvis leromvandlat men kan även ha läkts till den finkorniga bergarten mylonit.

Den störning veckningsrörelser medför på en bergmassa beror på bergartens hållfasthet. En bergart som kan förmedla tryckspänningarna kallas kompetent och krossas upp kraftigt i veckzonerna. En bergart som däremot är tillräckligt plastisk för att deformeras utan uppsprickning kallas inkompetent.

Exempel på kompetenta bergarter är sandsten, kvartsit, högmetamorfa och eruptiva bergarter. Inkompetenta bergarter är skiffrar, fylliter och glimmerskiffrar. Kalksten är kompetent vid låga temperaturer och moderata tryck.

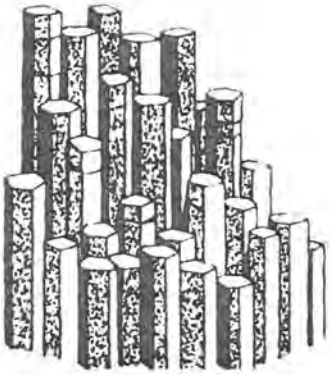
Bergartens hållfasthet avgör även dess uppträdande vid överskjutningsförkastningar. Är bergarten inkompetent blir berget i förkastningszonen endast måttligt stört. I en kompetent bergart blir bergmassan däremot kraftigt störd med söndermalt berg i och på sidorna om förkastningen.

De störda zonerna kan under vissa betingelser läka. Sprickutfyllningen förs i sådana fall upp från stort djup i form av heta lösningar eller i gasform. Fullständig läkning sker i allmänhet endast på stort djup. Ett undantag är kalksten som kan läkas av kalcit som gått i lösning i anslutning till förkastningen. Starkt nedkrossat berg kan läka till en finkornig bergart, mylonit. Vid tunneldrivning genom förkastningszoner kan alla övergångar mellan söndermalt berg i form av sand och lera och helt läkt hårt berg påträffas.

Sprickbildning i berg behöver inte nödvändigtvis vara knuten till förkastningar. I eruptiva bergarter som avkylts snabbt kan sprickor bildas när den ojämnt svalande bergmassan ändrar volym i olika utsträckning. En hastig avsvalning orsakar tätt liggande sprickor. Typisk sprickbild i en granit är tre sprickriktningar som delar upp berget i prismatiska block. Sprickorna är i allmänhet föga uthålliga och så oregelbundet utbildade att blocken som avgränsas av sprickytor låser varandra. Blocken kan således ej förflyttas utan att berget bryts sönder i sprickväggarna.

I basalt bildas pelare genom att bergmassan genomsätts av sprickor vinkelrätt mot den avsvalande ytan, Figur 2.3.

Pelarförklyftning är karaktäristisk för basalter och ibland även för andra vulkaniter. Den uppstår genom sammandragning av den svalnande lavan och är ingen kristallform.



Figur 2.3 (W. Schuman, 1973)

I sedimentärt berg utbildas även vanligen tre spricksystem varav ett är parallellt med lagringen och de båda övriga vinkelrätt mot denna. I kalksten och sandsten är avståndet mellan sprickorna i spricksystemen vinkelrätt mot lagringen vanligen av storleksordningen några meter. I skiffrar är uppsprickningen ofta betydligt tätare och kan vid tunneldrivningen medföra att berget faller ut i små kubiska fragment.

I metamorft berg utbildas vanligen två eller flera spricksystem ungefärligen vinkelrätt mot skiffrigheten.

I alla bergartstyper ökar sprickavståndet och minskar sprickvidden med ökande djup. Vid exempelvis brunnsborrningen i svensk granit lönar det sig sällan att borra djupare än ca 100 m då sprickorna på större djup blir allt mindre vattenförande. I områden med kristallin berggrund som ej belastats med inlandsis avtar uppsprickningen ofta redan på omkring 50 m djup.

Ur bergbyggnadssynpunkt har sprickbilden stor betydelse då sprickorna kan orsaka svårigheter att ta ut berget i önskad sektion. Vidare kan sprickornas vattenledande förmåga medföra att svårbemästrade vattenmängder måste hanteras.

2.1.3 Vittring och omvandling

De ytliga jord- och berglagren utsätts ständigt för kemisk och fysisk vittring. Flera faktorer inverkar på vittringens effekter varav de viktigaste är klimat, bergartstyp och topografi. Generellt kan sägas att vittringens intensitet ökar från polerna mot ekvatorn. I det tropiska bältet där regnmängderna är stora är vittringen intensivast och kan nå avsevärda djup. I arida och halvarida områden når vittringen sällan mer än något 10-tal meter ned i berget. Vittringen sker inte bara

från ytan och nedåt utan kan även orsakas av lösningar som tränger upp från jordens varma inre. Denna typ av vittring kallas hydrotermal vittring.

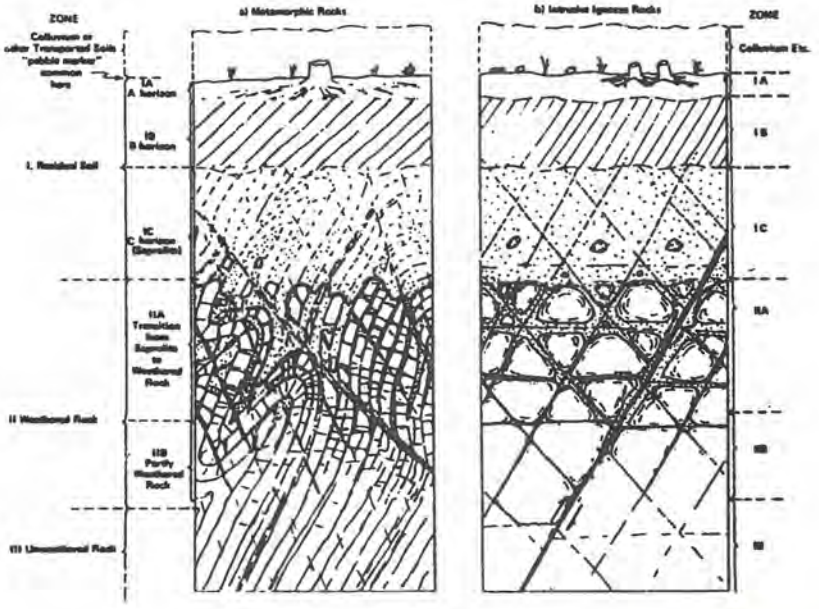
Vittringen angriper dels bergmassan då vattnet tränger fram i bergets porer dels längs sprickor och förkastningszoner. Trots att porositeten i täta bergarter ligger omkring 1 % kan tillräckliga mängder vatten för att orsaka vittring röra sig i berget. Vattnet som rör sig i sprickzoner medför givetvis vittring på större djup än det som tränger fram genom porerna i bergmassan. Vattnet angriper i första hand fältspat och andra kemiskt instabila byggnadsstenar i bergmassan. Vidare löser vattnet ut exempelvis kalciumkarbonat och andra salter.

Vittring i eruptivt och metamorft berg

Den ideala vittringsprofilen i eruptiva och metamorfa bergarter är

- residual jord
- vittrat berg
- relativt friskt berg
- friskt berg

I figur 2.4 visas typiska vittringsprofiler i metamorft och eruptivt berg. I zonerna IA och B är berget helt nedbrutet medan zonerna IC, IIA och B har kvar allt klarare bergstruktur.



Figur 2.4. (D.U. Deere och F.D. Patton, 1971)

I C-horisonten kan bergstrukturen urskiljas men materialet är mera jordlikt än berglikt. Den relikta bergstrukturen innehåller sprickor, förkastningszoner och vissa mineral som har kvar sina ursprungliga positioner i massan. Fältspaterna är omvandlade till lermineral, glimmer och de flesta andra mineral utom kvarts är kraftigt nedbrutna och omvandlade. Resultatet är att det till utseendet berglika materialet får jordkonsistens med accentuerade svaghetsplan i de relikta spricksystemen. Sandig silt och siltig sand dominerar när modermaterialet är granit eller gnejs. För att särskilja lager IC från de underliggande lagret IIA anges att mängden kärnstenar ej får överstiga 10 % av volymen. (Kärnsten är en ovittrad eller endast svagt vittrad bergbit från moderberget).

Zone IIA karakteriseras av betydande variation i de fysikaliska egenskaperna hos den vittrade bergmassan. Materialet innehåller kärnbitar av berg omgivna av en jordliknande massa. Kärnbitarna kan utgöra 10 till 95 % av zonen. Vittringen har trängt fram snabbare längs existerande sprickor och störningszoner och längs litologiska enheter som är mer vittringskänsliga än omkringliggande berg. Jordmaterialet kring stenarna är en medium till grov sand som kan vara relativt ren eller innehålla silt och lera. Denna zon är vanligen starkt genomsläpplig. Materialet i zon IIA orsakar en mängd problem vid byggande i berg.

Berget i zon IIB är missfärgat och är delvis omvandlat längs sprickor och karakteriseras av att nedbrytning av fältspat och glimmer har börjat. Berget har omvandlats till ett material med lägre hållfasthet och högre permeabilitet. Ökningen i permeabilitet beror på

- volymförändringar i vissa korn när nya mineral bildas
- utlösning av mera vattenlösliga mineral
- ökad sprickvidd beroende på den spänningsminskning som orsakas av erosion av överliggande berg

Moderbergarten har givetvis stor betydelse för vittringseffekten. Två metamorfa bergarter som kvartsit och marmor angrips sålunda på helt olika sätt. Liksom bergarter med stora mängder glimmer uppträder på annat sätt än en gnejs. Kvartsiten är mycket resistent mot vittring, marmorn angrips främst i form av utlösning medan glimmerrika material snabbt bryts ned till lera. De mekaniska

egenskaperna hos en leromvandlad bergart kan vara helt olika dem hos en sedimentär lera.

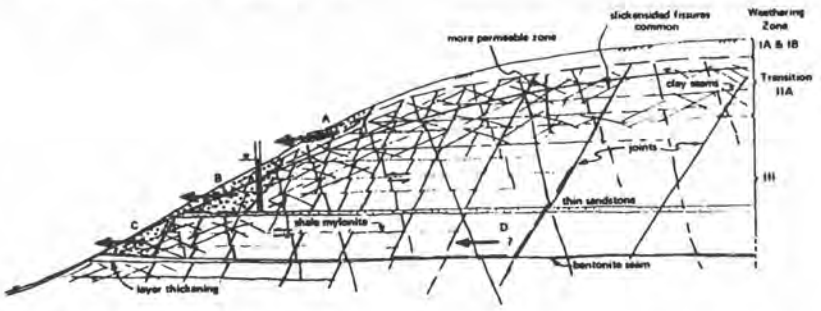
Eruptivt berg innehåller inte lika stora mängder flata mineral, vilka lätt övergår i lera, som de metamorfa bergarterna. Inslaget av fältspat medför dock att lerhalten även i detta fall kan bli stor. Helt nedvittrade gnejser och graniter får därför i huvudsak liknande egenskaper. Speciellt att notera är den leromvandling som ger upphov till svällande leror ofta med höga halter av montmorillonit. Den process som orsakar denna omvandling är främst påverkan av hydrotermal typ.

Mörkfärgade bergarter som diabas kan vid vittring omvandlas till ett grönt mineral, serpentin. Höga koncentrationer av serpentin har vid flera tunnelarbeten orsakat besvärande höga belastningar på tunnelförstärkningen.

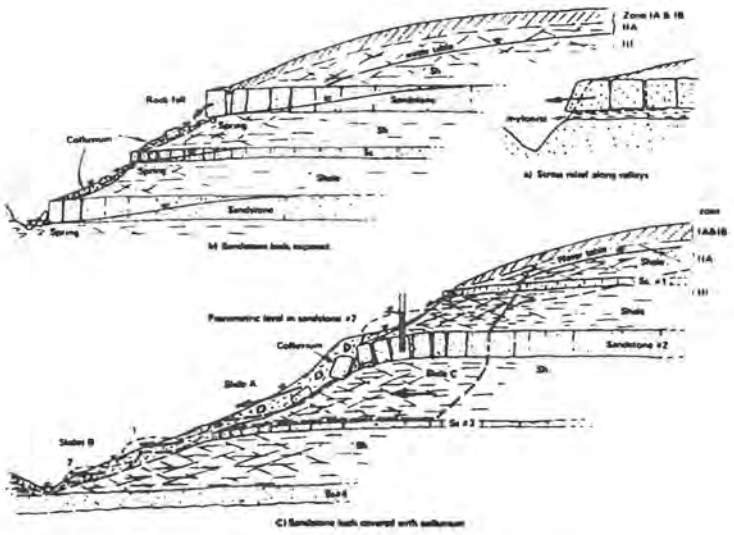
Vittring i sedimentärt berg

Sedimentärt berg är uppbyggt av ansamlingar av bergartsfragment som omvandlats till berg genom cementering. Om partiklarna i sig inte påverkas i större utsträckning faller berget åter sönder i de ursprungliga fragmenten. Detta sker med kvarts konglomerat, kvartssandsten och skiffrar. Skiffrarna faller sönder i silt och lerfraktioner och får i vittrat tillstånd jordegenskaper. I motsats till kvartssandsten innehåller vissa sandstenar höga halter fältspat. Sådana sandstenar omvandlas till lera eller lerliknande material.

Typiska vittringsprofiler i skiffer och en lagerföljd med omväxlande lager sandsten/skiffer visas i Figur 2.5-2.6. ,

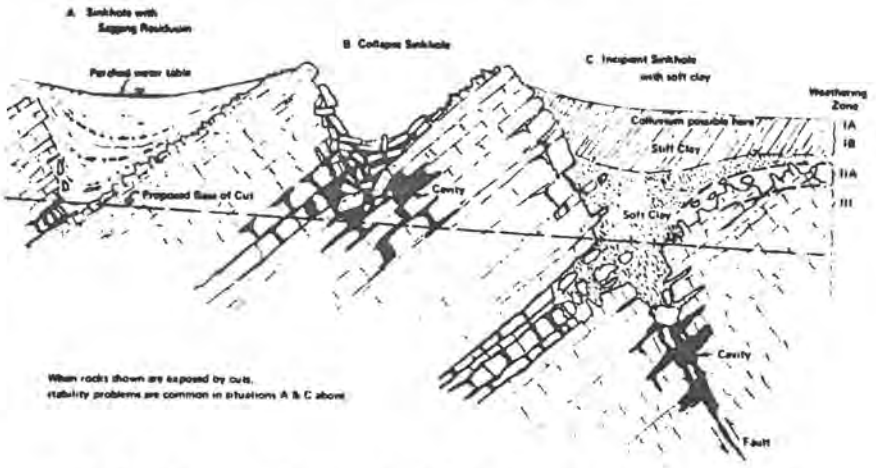


Figur 2.5. (D.U. Deere och F.D. Patton, 1971)



Figur 2.6 (D.U. Deere och F.D. Patton, 1971)

Vittringsprofiler i kalksten, dolomit och marmor skiljer sig ifrån de tidigare behandlade bergarterna. De residuala berglagren över karbonatberg bildas av de olösliga delarna av moderberget, i huvudsak kvarts, flinta, järn- och manganesoxider och lermineral. Residualjorden är vanligen lerig men ibland sandig grusig. Jorden motsvarar bara en liten del av moderberget då huvuddelen transporterats bort i lösningar. En typisk vittringsprofil i karbonatberg visas i Figur 2.7.



Figur 2.7 (D.U. Deere och F.D. Patton, 1971)

2.1.4 Utlösningsfenomen i berg

Det vanligast förekommande vattenlösliga berget är kalksten. Bergmassan är som diskuterats ovan genomsatt av spricksystem. Dessa sprickor kan föra vatten som löser ut material ur sprickväggarna.

På så sätt kan stora grottor och underjordiska kanalsystem bildas. Denna s k karstifiering sker i huvudsak över grundvattenytan. Grundvattenytans läge kan dock ha varierat under de gångna årmiljonerna vilket kan ha medfört bildning av utlösningshålrum under den nuvarande vattenytan.

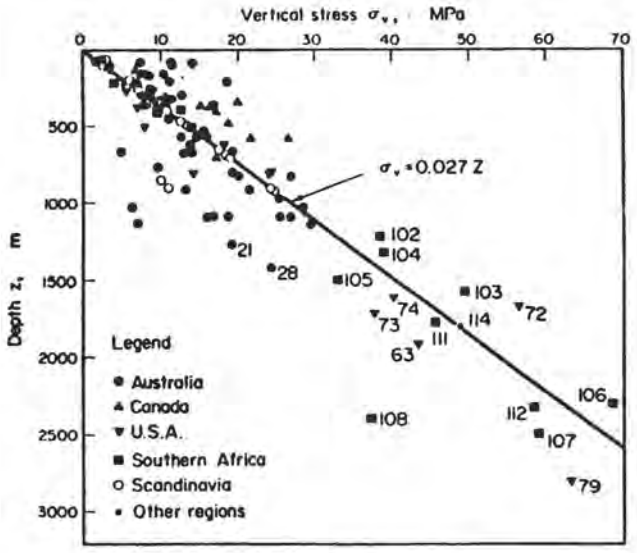
Dolomitisk kalksten innehåller dolomit och kalcit. Kalciten är betydligt mera vattenlöslig än dolomiten och restprodukten blir en relativt porös ansamling dolomitkristaller. Vid tunneldrivning genom sådana partier faller bergmassan sönder i skarpkantade partiklar i sandfraktion.

Andra vattenlösliga bergarter är kalciter och gips-anhydrit. Dessa bergarter täcker dock inte tillnärmelsevis lika stora områden som kalkstenen. Vid utlösning av gips mättas lösningen snabbt och det krävs stora vattenmängder för att mera omfattande utlösningar skall kunna ske. Problem med tunnelbyggande genom anhydritlager kan uppstå om inte vattenförhållandena i berget kan kontrolleras. Svårigheterna orsakas i detta fall inte av utlösning utan genom svällning när anhydriten tar upp vatten.

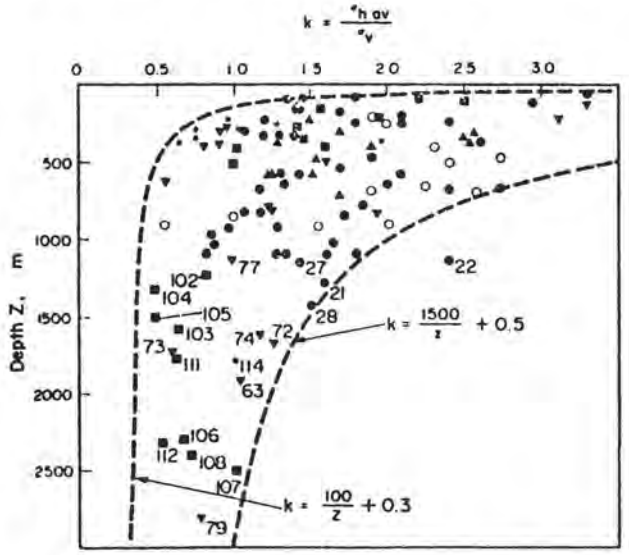
2.1.5 Initialspänningar

Kunskap om initialspänningarna i en bergmassa har stor betydelse vid designen av stora bergrum och tunnlar med stor bergtäckning. I en ostörd homogen bergmassa kan vertikalspänningen i allmänhet antas vara den spänning som orsakas av vikten hos den ovanförliggande bergmassan. Antas elastiska förhållanden råda får horisontalspänningen ett förhållande till vertikalspänningen som beror på storleken hos Poisson's tal. Utförda mätningar visar att de verkliga spänningarna i allmänhet avviker från den elastiska modellen.

I Figur 2.8 visas vertikalspänningen och i Figur 2.9 förhållandet mellan horisontal och vertikalspänningarna i relation till djupet bestämda vid ett stort antal mätningar i olika bergartstyper.



Figur 2.8 (E. Hoek och E.T. Brown, 1980)



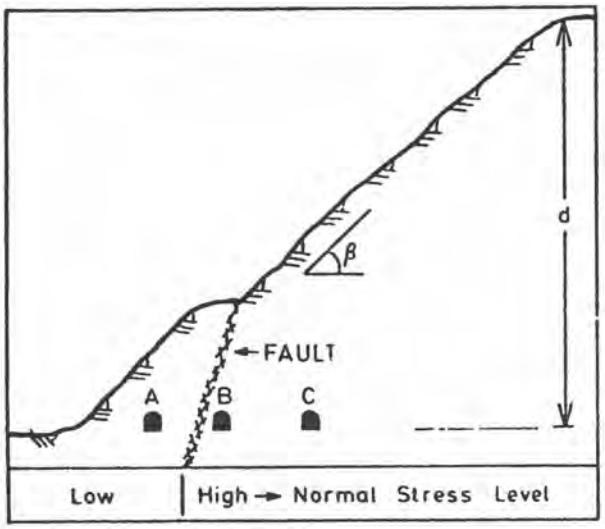
Figur 2.9 (E. Hoek och E.T. Brown, 1980)

Mätvärdena bestämda nära ytan visar stor spridning, vilket delvis torde bero på att spänningarna där ligger nära gränsen för mätnoggrannheten för de använda metoderna.

Vid lokalisering av berganläggningar i områden där höga bergspänningar kan förväntas bör man om möjligt söka sig till partier där bergmassan lokalt har lägre spänningar. Vid djupa dalgångar kan partier med lägre spänningar påträffas i utskjutande uddar eller hörn i dalgångar med ojämna sidor. Partier med lägre spänningsnivå kan ofta uppträda utanför brantstående förkastningar eller krosszoner med strykning parallellt med dalgången, Figur 2.10.

Erfarenheter visar att bergtryckproblem kan förväntas i dalsidor utan spänningsavlastande förkastning om djupet av dalgången, d, är mer än 500 m och genomsnittslutningen, β, är mer än 25°. I svagt berg har bergtrycksproblem uppstått i dalsidor med höjder ned till 300 m medan man i hårda bergarter endast upplevt mindre problem med höjder upp till 800 m. Speciellt höga tektoniskt betingade residualspänningar påverkar de ovan angivna riktvärdena.

I en lagerföljd med bergarter av olika hårdhet, exempelvis omväxlande sandsten och lersten koncentreras en stor del av spänningarna till det hårdare berget och avsevärda spänningsvariationer kan uppsta.



Spänningsförhållandena för ett bergrum i en brant dalsida med en förkastningszon.
A - spänningsavlastat område, inget smällberg
B - hög anisotrop spänningssituation, svåra smällbergsfenomen
C - normal spänningssituation med hänsyn till topografin, måttliga smällbergsfenomen.

Fig. 2.10 (R. Selmer-Olsen och E. Broch, 1977)

2.1.6 Seismisk aktivitet

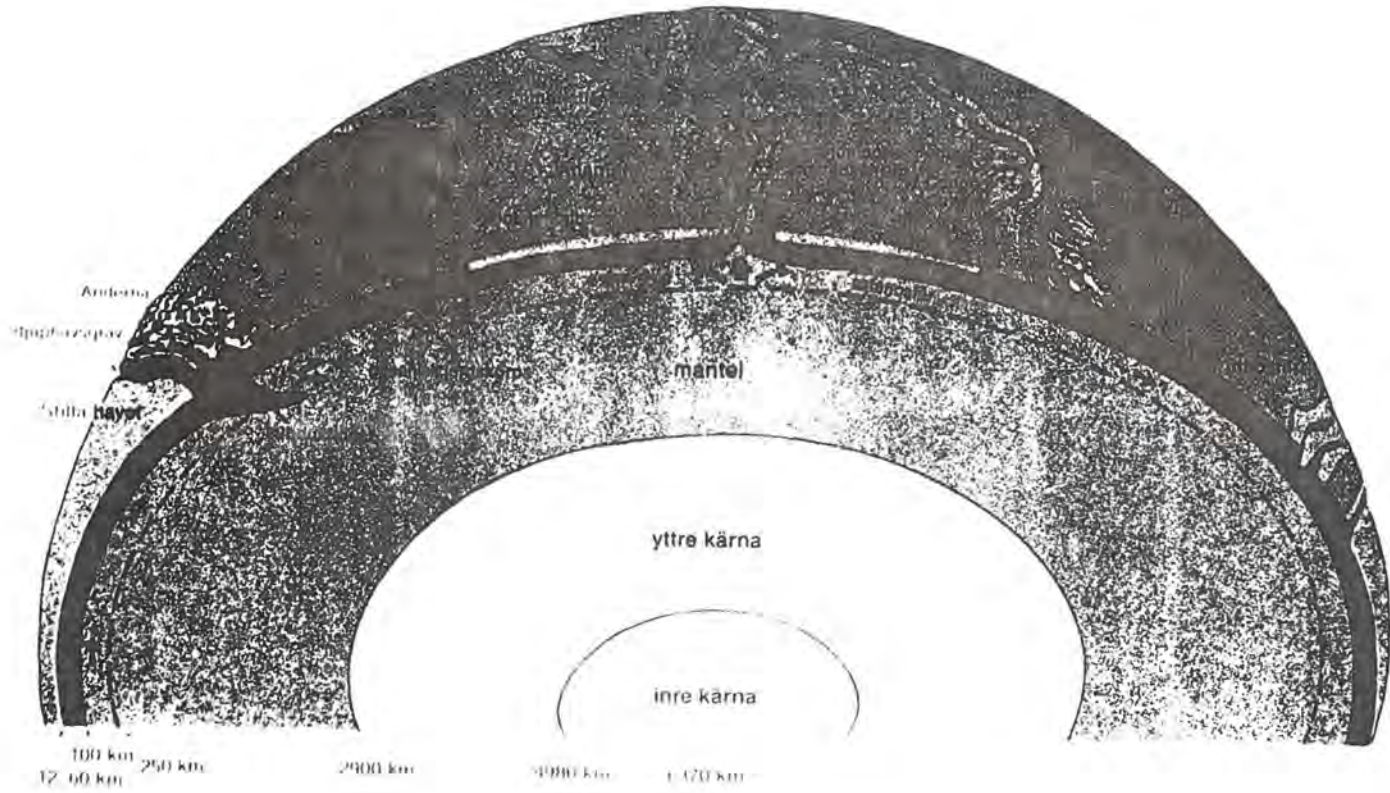
Under senare tid har medvetenheten om jordbävningars potentiella skadeverkan ökat världen över. Som ett resultat av detta tillämpar allt fler länder jordbävningsnormer eller anvisningar vid projekteringen av betydelsefulla anläggningsarbeten.

Förstärkningsåtgärder mot jordbävningslaster medför i genomsnitt att den totala byggkostnaden ökar med mellan 5 och 20 %, beroende på anläggningens karaktär, områdets seismicitet och de lokala geologiska förutsättningarna.

Erfarenheten har samtidigt visat att underjordsanläggningar i allmänhet klarar jordbävningar betydligt bättre än byggnadsverk på markytan. Trots detta har man endast i ett fåtal fall utnyttjat denna fördel vid projektering av anläggningsarbeten i seismiska områden.

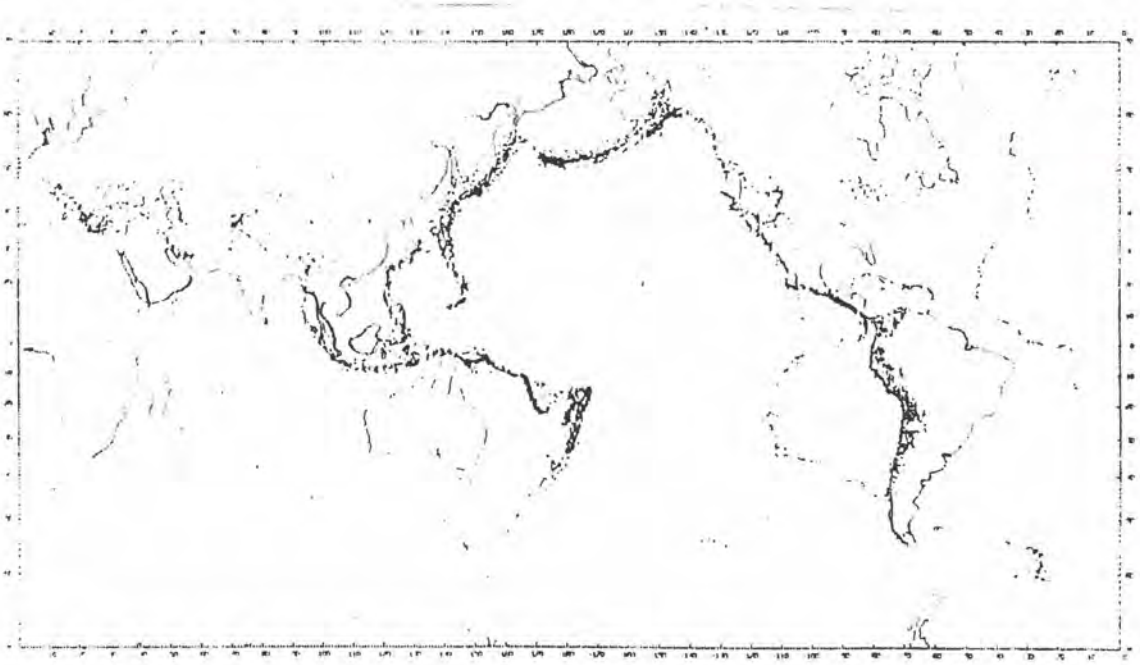
Jordbävningar är i huvudsak koncentrerade till vissa områden och hänger samman med jordens geologiska utveckling och uppbyggnad. Figur 2.11 visar schematiskt jordens inre och rörelserna i de övre skikten. Bilden illustrerar i stort bakgrunden till den s k kontinentaldriftsteorien, som idag omfattas av en växande skara forskare. Enligt denna teori är jorden uppdelad i ett antal plattor, som rör sig i ett komplicerat mönster.

Tvärsnitt av jorden som visar hur plattor av lithosfären rör sig. Astenosfären antas vara ett delvis smält lager av manteln. Material från denna stiger upp vid mittatlantiska ryggen. I subduktionszonen försvinner gammal havsbotten. Forskarna är tveksamma om Afrikas rörelse. Ligger Afrika stilla måste ryggarna röra sig bort från kontinenten.



Figur 2.11 (Forskning och Framsteg, 1976)

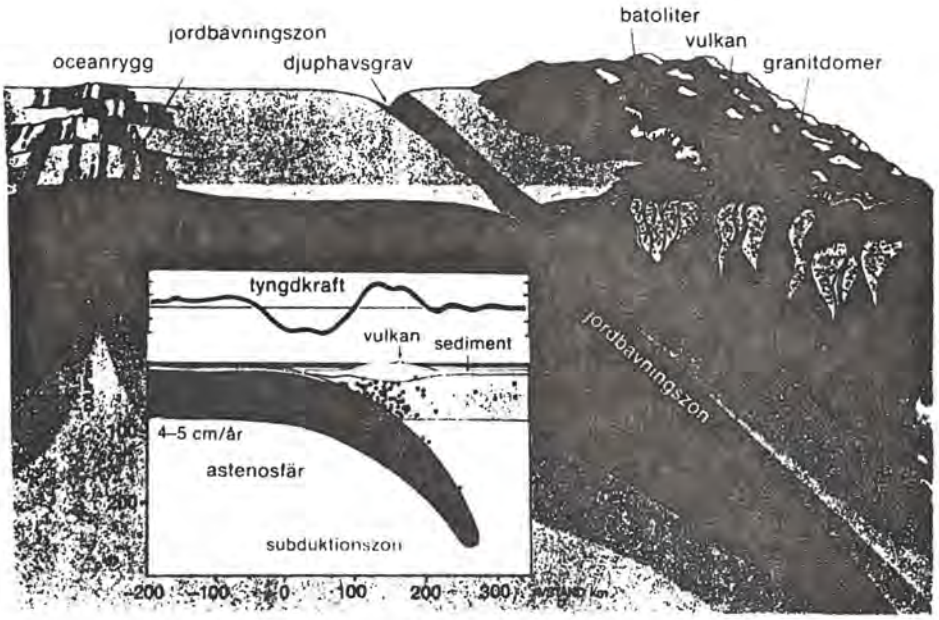
Ett viktigt argument för platteorin är den geografiska fördelningen av jordskalven. Som framgår av Figur 2.12 sammanfaller plattgränserna i stort med de viktigaste jordskalvsbältena. Detta förklaras naturligtvis till viss del av att blockens gränser på många ställen fastställts utgående från de observerade jordskalvsområdena.



Figur 2.12 Jordbävningsepicentra som registrerats under tiden 1961-1967, Press och Siever (1974)

På oceanryggarna orsakas jordskalven i huvudsak av mekaniska spänningar då den förhållandevis tunna litosfären flyter isär. Dessa jordskalv förekommer alltså på ganska ringa djup.

I gränsområdena mellan de oceaniska och kontinentala plattorna - pressas den oceaniska litosfären ner under kontinentalblocken och försvinner, som framgår av Figur 2.13.



Figur 2.13 (Forskning och Framsteg, 1976)

Dessa områden, t ex Japan och huvuddelen av Stilla-havskusten, är jordens mest intensiva jordskalvs-områden. Jordskalv i dessa områden förekommer dels på relativt ringa djup i såväl det nedpressa-de som det överskjutande blocket, dels ner till mycket stora djup, 300-700 km.

De grunda skalven orsakas sannolikt av mekaniska spänningar av dynamisk karaktär då blocken pressas mot varandra, medan de djupare skalven troligen genereras av spänningar beroende på temperaturskill-nader mellan det kalla nedåtgående blocket och den varma omgivningen.

I vissa områden, t ex i västra USA, glider två block mot varandra och ger upphov till förkast-ningar med i huvudsak horisontella rörelser. San Andreas förkastningen i Kalifornien är ett exempel på en sådan förkastning. Vid 1906 års jordbävning uppgick den relativa förskjutningen längs den flera hundra kilometer långa förkast-ningen till 5-20 m.

En jordbävning definieras av följande parametrar.

- förkastningens geometriska egenskaper (längd, djup, förskjutningens storlek)
- jordbävningens styrka (magnitud, seismiskt moment)
- dynamiska parametrar (svängningsförloppets acceleration, frekvensinnehåll, varaktighet, intensitet).

Fokus eller **hypocenter** kallas den punkt längs en förkastning där jordbävningsrörelsen initieras. Hypocentrat ligger på ett visst djup under markytan. **Epicentrat** är projektionen av hypocentrat på jordytan. I de flesta fall uppstår jordbävningar längs tidigare aktiva förkastningar. De plötsliga förskjutningarna alstrar seismiska vågor (huvudsakligen skjuvvågor men även tryckvågor) som utbreder sig i omgivningen.

Jordbävningens **magnitud** är ett mått på den frigjorda energin. Begreppet introducerades av Ch F Richter redan 1935. Jordbävningsmagnituden är relaterad till den maximala svängningsamplituden och uttrycks i en logaritmisk skala utan övre gräns. Medan den ursprungliga definitionen endast gällde för en särskild typ av seismometer och inom jordbävningens närområde har ett flertal andra definitioner börjat tillämpas (local magnitude, surface wave magnitude, body wave magnitude). Dessa kan skilja sig betydligt från varandra och man bör därför observera vilken definition av magnituden som tillämpas i samband med en seismisk analys.

Under senare tid har man börjat använda begreppet **seismiskt moment** för att karakterisera storleken av en jordbävning. Seismiskt moment kan anses vara en mer fundamental parameter för att kunna beskriva en jordbävning än magnituden, eftersom därvid hänsyn tas till förkastningens geometri, förskjutningens storlek och berggrundens styvhet. Det seismiska momentet bestäms i allmänhet genom en frekvensanalys av det uppmätta jordbävningsförloppet. För många äldre jordbävningar saknas dock erforderlig information och därför används i praktiken fortfarande magnituden som underlag för seismiska analyser.

En jordbävnings **intensitet** beskriver skadeverkan av det dynamiska förloppet och är ej direkt beroende av jordbävningens magnitud med vilken den ofta förväxlas.

Intensitetsvärdet baseras på direkta observationer av skalveffekterna, såsom på byggnader, topografi etc, s k makroseismiska observationer. Medan magnituden har ett visst värde för en given jordbävning, varierar intensiteten med observationsortens läge. Intensiteten är störst inom epicentralområdet och avtar därifrån åt alla håll. Intensiteten uttrycks vanligen i en 12-gradig skala, den s k MSK-skalan men det finns även skalor med annan indelning, se Tabell 2.6.

Tabell 2.6 (M. Båth, 1970)

Samband mellan intensiteter i olika skalor.

MSK 1964[1]	Japanska skalan[2] 1950	Rossi-Forel 1874
I	0	I
II	1	II
III	2	III
IV	2.3	IV
V	3	V–VI
VI	4	VII
VII	4.5	VIII
VIII	5	IX
IX	6	X
X	6	X
XI	7	X
XII	7	X

[1] Intensitetsvärdena enligt MSK 1964 överensstämmer med Mercalli-Cancani-Sieberg's skala (1917), modifierade Mercalli-skalan (1931) och den sovjetiska skalan (1952).

[2] Den 7-gradiga japanska skalan brukar förekomma även i internationella meddelanden från Japan. Det är att observera att detta är en intensitetsskala och inte någon magnitudskala.

De olika graderna i MSK-skalan definieras enligt Tabell 2.7 nedan.

Tabell 2.7 (M. Båth, 1970)

I: Intensiteten ligger under vad människor direkt kan observera. Skalvet upptäcks endast av seismografer.

II: Vibrationer känns endast av enstaka människor i vila inomhus, särskilt i övre våningar.

III: Känns inomhus av ett fåtal människor, utomhus endast under gynnsamma omständigheter. Vibrationerna liknar dem som åstadkommes av en passerande lastbil. Uppmärksamma observatörer kan notera obetydlig svängning hos hängande föremål, särskilt i övervåningar.

IV: Känns inomhus av många, utomhus av få. Enstaka sovande människor väcks, men ingen förskräcks. Vibrationerna ung. desamma som från en passerande tung lastbil. Fönster, dörrar, porslin slamrar, väggar och golv knakar. Möbler börjar skaka. Hängande föremål svänger lätt. Vätskor i öppna kärl är lätt störda. Känns i stående bilar.

V: Känns inomhus av alla, utomhus av många. Många sovande människor väcks, några rusar utomhus. Djur blir oroliga. Byggnader skakar. Hängande föremål svänger avsevärt. Tavlor flyttas. Ibland stannar pendelur. Instabila föremål kastas omkull eller flyttas. Öppna dörrar eller fönster sätts i rörelse. Vätskor spills ut från välfyllda behållare. Skakningarna liknar dem från ett tungt föremål som fallit ner i samma byggnad. Lätta skador i dåliga konstruktioner är möjliga.

VI: Känns av de flesta inomhus och utomhus. Många människor inomhus förskräcks och rusar utomhus; en del förlorar balansen. Husdjur lämnar sina stallar. Ibland kan porslin och glas krossas och böcker falla ned. Tunga möbler kan flyttas och små klockor kan ringa. Obetydliga skador vanliga i sämre konstruktioner. Ibland är sprickor på 1 cm möjliga i våt mark. Små jordskred kan förekomma i bergstrakter, liksom vattenståndsändringar i brunnar.

VII. De flesta förskräcks och rusar utomhus; många har svårt att stå. Vibrationerna känns av personer som kör bil. Stora klockor börjar ringa.

I många byggnader av medelgod konstruktion inträffar måttliga skador, medan i sämre konstruktioner skadorna är avsevärda. Sprickor i vägar och i stenväggar. Rörledningsskarvar skadade. Vattenvågor uppkommer och vatten blir grumligt genom upprört slam. Vattenståndsändringar i brunnar och ändringar i källflöden.

VIII. Panik. Även personer som kör bil blir störda. Enstaka trädgrenar bryts av. T.o.m. tunga möbler flyttas och en del faller omkull. Hängande lampor kan skadas. De flesta medelgoda konstruktioner får svåra skador. En del rörledningsbrott. Monument flyttas eller vrids; gravstenar kastas omkull. Stenväggar kollapsar. Små jordskred. Marksprickor upp till flera cm i bredd. Sjövatten blir grumligt. Ändringar i grundvattenstånd.

IX. Allmän panik. Avsevärda skador på möbler. Djur irrar skrikande omkring. De flesta byggnader av medelgod konstruktion blir förstörda helt eller delvis. Monument och pelare faller omkull. Avsevärda skador på reservoirer; underjordiska rörledningar delvis avbrutna. I enstaka fall blir järnvägsspår böjda. Vägar skadade. Marksprickor på 10 cm bredd bildas, på sluttningar mer än 10 cm, dessutom ett stort antal mindre marksprickor. Klippblock faller, många jordskred, stora vattenvågor och vattenståndsändringar.

X. Många medelgoda byggnader visar total förstörelse. Skadegörelse på dammar och broar. Järnvägsräls böjs något. Underjordiska rörledningar bryts av eller böjs. Vägbeläggningar (sten eller asfalt) blir vågformiga. Marksprickor på flera decimeters bredd, ibland upp till 1 meter, uppkommer. Jordskred av lös jord från branta lutningar, såsom flodbankar och branta kuster. Förflyttningar av sand och jord i kustområden; vattenståndsändringar. Nya sjöar kan bildas.

XI. Svåra skador även på välbyggda konstruktioner, broar, dammar och järnvägar. Vägar blir oframkomliga. Underjordiska rörledningar förstörs. Avsevärda markförändringar genom breda sprickor, liksom genom förskjutningar i horisontell och vertikal led. Talrika jordskred och fall av klippblock.

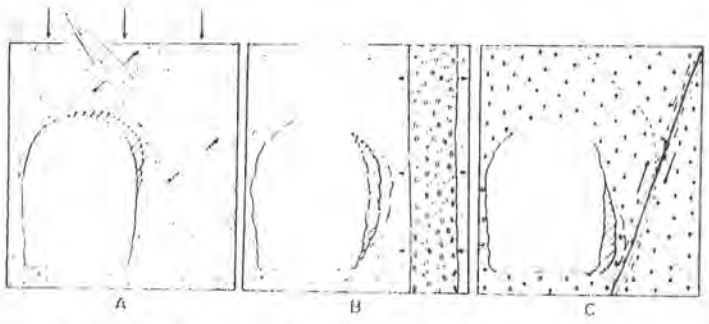
XII. Praktiskt taget alla konstruktioner över och under mark blir kraftigt skadade eller förstörda. Markytan förändras radikalt. Avsevärda marksprickor med stora horisontella och vertikala förskjutningar observeras. Fall av klippblock och förstörelse av flodbankar; sjöar däms upp, vattenfall uppkommer och flodfåror ändras.

2.2 Spänningsrelaterade stabilitetsproblem

2.2.1 Smällberg

Bergets uppträdande vid tunneldrivning och lasterna på förstärkningarna beror i stor utsträckning på spänningsförhållandena i bergmassan. Vertikallasten på tunnelnivån är vanligen bergtäckningen multiplicerat med bergmassans densitet. Horisontalspänningarna i en ostörd bergmassa är mindre än vertikallasten. I en tektoniskt påverkad bergmassa däremot kan höga horisontalspänningar ha bygts in, i vissa fall av samma storleksordning som bergets tryckhållfasthet. I samband med uttaget av tunneln förändras spänningsbilden inom ett parti kring tunneln av storleksordningen tunneldiametern utanför periferin. Vid tunnelväggen uppkommer stora tangentiella spänningskoncentrationer, vilka kan ge upphov till smällberg.

Smällbergfenomenet ger sig till känna genom att skivor eller bergbitar lossnar ur taket eller väggarna i tunneln och slungas iväg med ibland stor kraft . Fenomenet uppträder i sprött och i huvudsak intakt berg. Smällbergsfenomen kan uppträda vid tunnelbyggande med måttlig bergtäckning men fenomenet är betydligt vanligare vid djup överstigande 500 m. Det har kunnat konstateras att de utkastade bergbitarna inte passar in i ytan där de ursprungligen satt vilket tolkats så att detta bergparti varit i ett tillstånd av intensiv elastisk deformation. I Figur 2.14 visas några exempel på geologiska förhållanden som orsakar smällberg.



. Some geologic conditions creating forces resulting in rock bursts. A. Load of overlying rock in a deep tunnel in brittle granite causes semiplastic movement in a weak lens of mica-rich schist. Rock burst (hatched) occurs in tunnel at point closest to lens. B. An igneous dike which was forcefully injected into a hard quartzite is accompanied by residual stresses promoting a rock burst in the wall of the tunnel. C. Forces that have caused elastic strain in strong igneous rock are directed toward the tunnel opening to cause a rock burst.

Figur 2.14 (E.E. Wahlström, 1973)

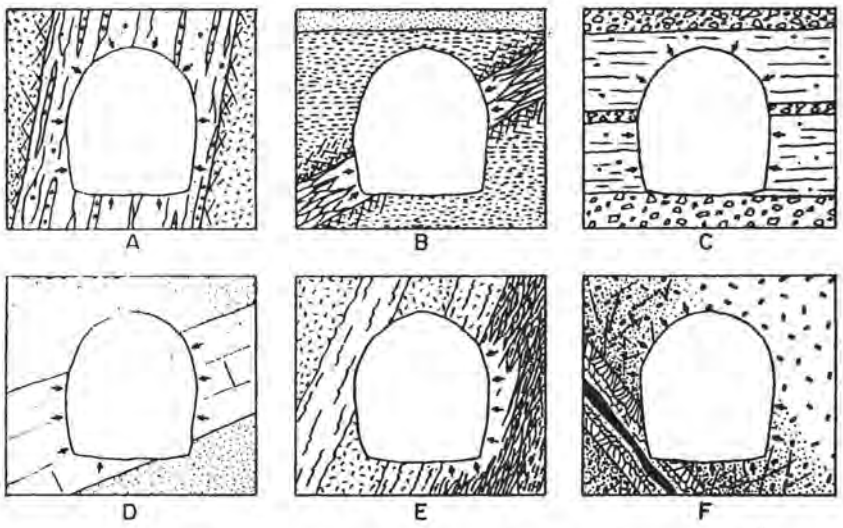
Andra benämningar på smällbergsfenomen är popping, spitting och spalling rock. Dessa benämningar är knutna till de avspjälkade bergbitarnas typ. Med popping rock avses att större och mindre bergbitar kastas ut med stor kraft. Ur spitting rock bryts mindre bitar loss samt vid spalling rock bläddras tunna skivor eller kilar loss från bergytan.

För att förhindra lossbrytningen av bergstycken som dels är en risk för de som upphåller sig i tunneln dels kan orsaka en progressiv allmän nedbrytning av berget kring tunneln, erfordras relativt måttliga mothållande krafter (0,1-0,5 kp/cm^2) vinkelrät mot tunnelperiferin. Det är i allmänhet möjligt att stabilisera tunnelperiferin genom bultning och sprutbetong.

2.2.2 Squeezing fenomen i berg

Squeezing innebär att tunnelväggarna rör sig in mot tunneln i ett tidsberoende förlopp. Vid squeezing har bergspänningarna överskridit ett kritiskt värde och den plasticerade bergmassan rör sig in mot hålrummet i berget. För att begränsa belastningen på förstärkningarna låter man vanligen viss deformation utbildas innan förstärkningsåtgärderna sätts in. I squeezing rock kan den deformation som måste tillåtas för att förstärkningsåtgärderna skall kunna begränsas vara av storleksordningen 10 % av tunneldiametern. Rörelserna hos berget in mot tunneln beror av spänningarna i berget och bergets hållfasthet. Stora problem med väggar och front som kommer in i tunneln med accelerande hastighet uppstår när förhållandet mellan bergspänningarna och bergets tryckhållfasthet är i storleksordningen 2,5-3.

Figur 2.15 visar exempel på förhållanden som kan medför problem med squeezing.



. Some conditions promoting squeezing ground in tunnels. Arrows indicate direction of movement of squeezing ground into tunnel opening.
A. Tunnel is in a wide shear zone in granite. Rock has been thoroughly crushed and consists of a gouge matrix containing lenses of angular rock fragments. Gouge is essentially impermeable to penetration by water but is damp.
B. Flat fault in brittle shale has produced gouge containing braided pattern of shears. Swelling is localized at exposures of fault.
C. Layer of altered volcanic ash (bentonite) contains abundant expanded montmorillonite. Load pressure of overlying rocks causes squeezing.
D. A soft, poorly compacted mudstone layer is squeezed into tunnel by weight of overlying rocks.
E. Closely sheared, altered biotite schist contains abundant chlorite and clay minerals and squeezes into tunnel opening.
F.An extensively altered fine-grained porphyry adjacent to a vein tends to squeeze into tunnel opening.

Figur 2.15 E.E. Wahlström, 1973)

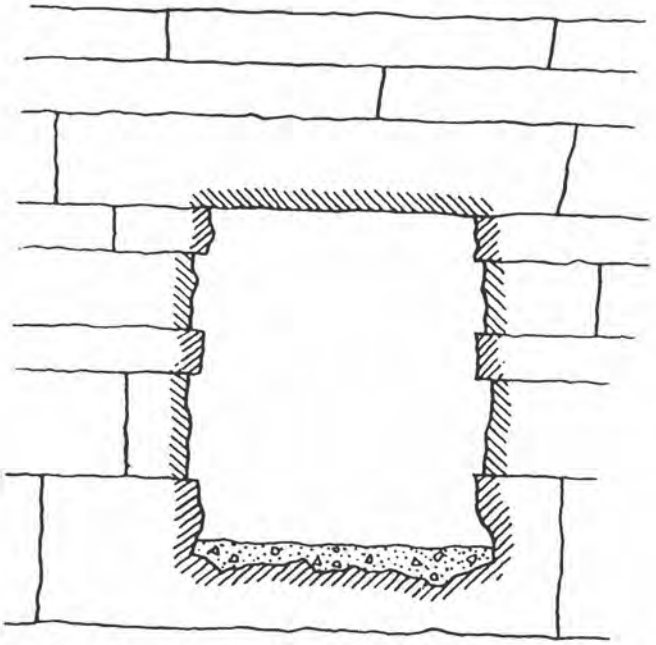
2.3 Sprickrelaterade stabilitetsproblem

De i det följande angivna lastantagandena för dimensionering av förstärkningar är att betrakta som tumregler.

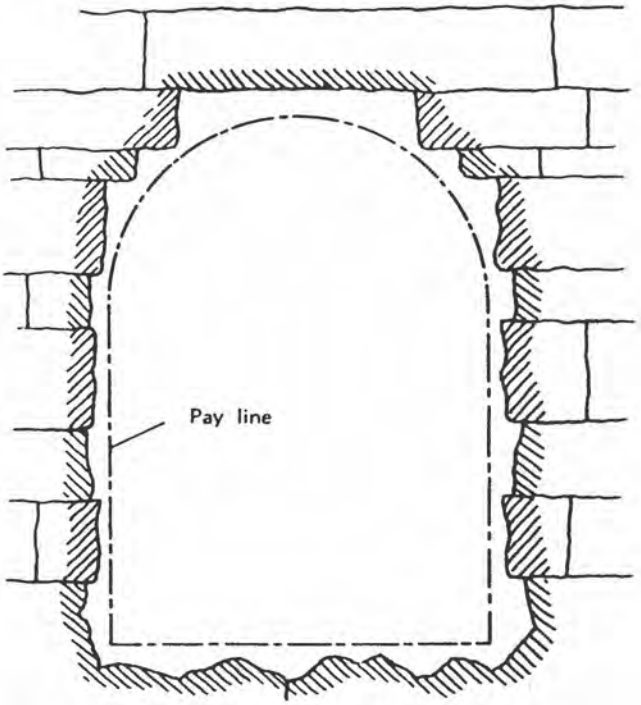
2.3.1 Lagrat sedimentärt berg och schist

Som nämnts tidigare så utgör kontaktytorna mellan de olika lagren i en sedimentär bergart liksom skiffrighetsplanen i en metamorf bergart svaghetsplan. Förutom dessa svaghetsplan är berget uppbrutet av minst ytterligare två system vinkelrätt mot lagringen. När lagringen i berget är horisontell blir således dessa system vertikala. Om avståndet mellan de vertikala sprickorna är större än tunnelns spännvidd kan lagren brygga över tunneln, som kan stå oförstärkt förutsatt att lagren kan klara böjmomentet från den egna lasten, Figur 2.16.

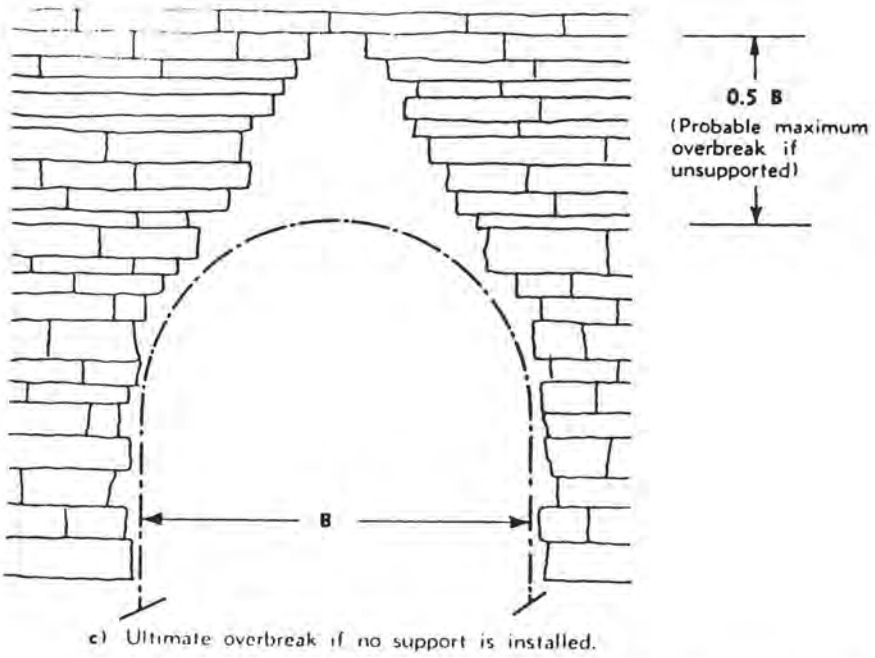
Fördelarna med ett välvt tak demonstreras i Figur 2.17, som visar hur spännvidden i de bärande lagren minskas och därmed momentens storlek.
Om bergskivorna ej kan ta upp momenten och tunneln lämnas oförstärkt kommer utfall ske i enlighet med Figur 2.18. I figuren anges det troliga maximala utfallet till 0,5 gånger tunnelns spännvidd.



Figur 2.16 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

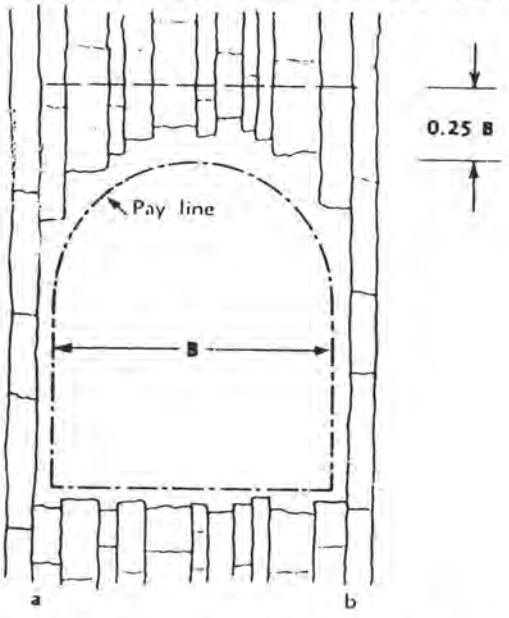


Figur 2.17 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

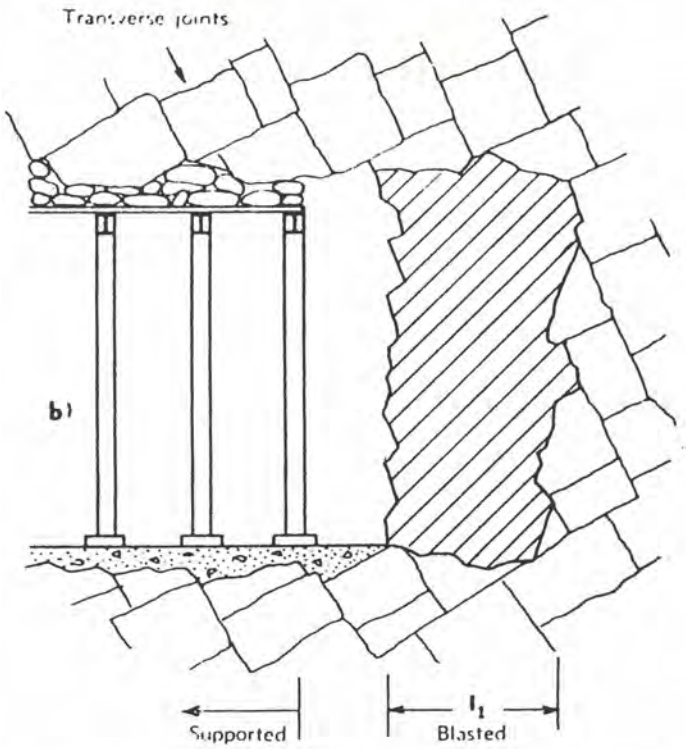


Figur 2.18 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

I en veckad bergmassa kan bergets lagring vara upprest i vinklar mellan 0 och 90° och dess stryk-ning kan skära tunnelaxeln i vinklar mellan 0 och 90°. Ett fall där lagringens strykning är parallell med tunneln och lagren står vertikalt visas i Figur 2.19. Bergmassan över taket hålls i huvudsak av friktionen i planen passerande genom a och b i figuren. Förstärkningen måste bära skillnaden mellan vikten av berget över tunneln upp till ca 0,25 gånger spännvidden och den last som tas upp av friktionen i de ovan nämnda planen. Det angivna värdet 0,25 B är empi-riskt och bedöms ligga på säkra sidan. I sådant berg bär de individuella lagren spannet mellan fronten och den förstärkta delen av tunneln Figur 2.20.

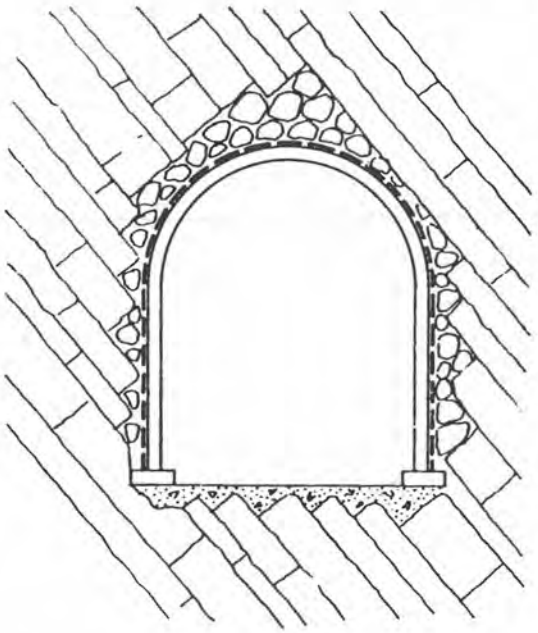


Figur 2.19 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)



Figur 2.20 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

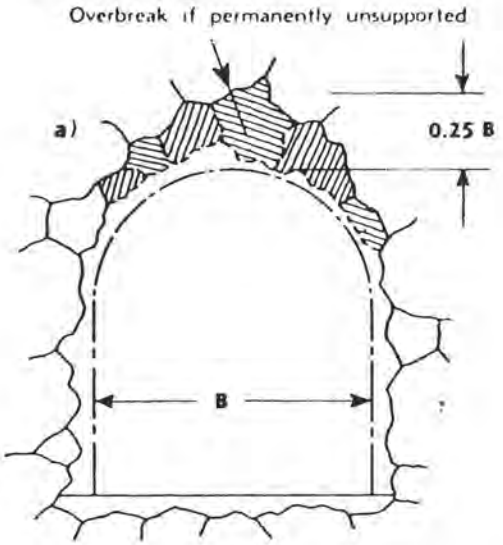
I Figur 2.21 visas ett fall där stupningen hos lagren är ca 45° och där strykningen är parallell med tunneln. I detta fall tenderar bergutfallet att formas som en triangel över tunneltaket.



Figur 2.21 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

2.3.2 Massivt måttligt uppsprucket berg

Ett spricksystem i en massiv bergmassa är vanligen parallellt med markytan. Om uppsprickningen i övrigt saknar speciell orientering faller berget ut i valvform över den oförstärkta tunneln, som visas i Figur 2.22. I en ovittrad bergmassa är de enskilda blocken väl låsta och tunnelväggarna står vanligen utan förstärkning. Utfallet över tunneln sträcker sig normalt sällan mer än 0,25 gånger spännvidden över tunneln.



Figur 2.22 (R.V. Proctor och T.L. White, 1968)

2.3.3 Krossat berg

Om en spröd bergart utsätts för deformationer krossas den ned och kan i en förkastningszon vara helt nedmald. En kvartsitisk sandsten kan i sådant fall ha blivit nedkrossad till sand. När en tunnel närmar sig en sådan störd zon blir bergmassan alltmer påverkad. Det visar sig emellertid att lasten på förstärkningarna vid tunneldrivningen över grundvattenytan blir av storleksordningen vikten av bergmassan upp till ca 2 tunneldiametrar över tunneln. Orsaken till denna måttliga last är valvbildning i jord- och bergmassa där lasten delvis tas upp av friktion längs brottytor i materialet. Vid tunneldrivning under grundvattenytan blir lasten ungefärligen den dubbla.

De ovan angivna lasterna hänför sig till kraftigt nedkrossat material när en bergmassa blir blockigare, som t ex är fallet vid kraftigt uppsprucket vittrat berg gör valvverkan att lasterna reduceras till en fjärdedel av de ovan nämnda eller ännu mindre.

2.4 Bergartsrelaterade stabilitetsproblem

Temat för projekt 106 är byggande i svagt berg. Till denna grupp kan mycket av det sedimentära berget föras, både när de ingående bergarterna förekommer i vittrat och ovittrat tillstånd medan de metamorfa och eruptiva bergarterna kan hänföras dit endast då de är vittrade. Det bör emellertid observeras att ett bergs egenskaper ur tunnelbyggnadssynpunkt alltid måste relateras till bergtäckning och tunneldimension. Vid drivning genom terräng där stora bergtäckningar erhålls kan bergtrycken sålunda bli av sådan storleksordning att även intakta eruptiva och metamorfa bergmassor måste förstärkas kraftigt. Även tunnelsektionen har givetvis stor betydelse för kraven på bergmassans hållfasthet och förstärkningsbehovet. I bilaga 1 har ett antal litteraturreferenser ställts samman som behandlar byggande i svagt berg.

2.4.1 Sedimentära bergarter

Sandsten

För sandstenens egenskaper har cementeringen stor betydelse. Vidare är grundvattenytans läge en viktig faktor. Tunneldrivning i torrhet vållar betydligt mindre problem än då bergmassan påverkas av vatten.

Cementeringen kan utgöras av

- kvarts
- karbonat
- järnföreningar
- gips
- lera, silt.

Då cementeringen består av kvarts och karbonat håller bergmassan i allmänhet väl samman. Järnföreningarna kan ge en cementering av varierande styrka. Gipscementering kan lösas ut om vattenomsättningen är stor men ger i övrigt en god sammanhållning. De sandstenar som vållar de största problemen är de där sandkornen hålls samman av lera.

Några av de begrepp som kan bli aktuella i samband med byggande i de svagaste sandstenarna är slaking, running och flowing ground.

Slaking betyder att berget faller sönder i samband med uttorkning och åtföljande vätning. Det är

främst sandstenar som binds samman av lerpartiklar som slakar. Speciellt accentuerat blir förloppet om leran är svällande. Är sandstenen delvis uppbyggd av fältspatpartiklar och bergmassan vittrad kan leromvandling ha skett vilken medför att även sandstenar där stommen inte binds samman med lera blir kraftigt slakande. Slaking vållar vanligen större problem vid byggande i skiffrar och lerstenar och behandlas närmare nedan.

Running ground talar man om när man driver en tunnel genom sand över grundvattenytan. Sanden faller då ut i rasvinkel, ca 35°. Sådana förhållanden kan uppstå i t ex gipscementerad sandsten från vilken gipset helt eller delvis lösts ut.

Betydligt svårare förhållanden uppstår om dåligt cementerad sandsten påträffas under grundvattenytan. Under sådana förhållanden kan flowing ground uppstå och vatten och sand kan i form av en tjock vätska fylla tunneln. Ett exempel där flowing ground kan uppträda är i en sandsten som utsatts för förkastningsrörelser, som i och för sig kan vara måttliga. I rörelsezonen har sandstenen delvis malts ned till sand som uppträder i fickor och linser. Vid tunneldrivning genom sådana partier med lös sand erhålls flowing ground. Flowing ground kan också uppsta i andra formationer med icke kohesivt löst material under grundvattenytan.

Skiffrar

Definitionen av en skiffer säger att berget skall vara uppbyggt av partiklar i ler- och siltfraktion samt ha en tydlig lagring. Massformiga bergarter uppbyggda av dessa fraktioner kallas lersten, siltsten eller mudsten. Lagringsplanen i en skiffer är svaghetsplan längs vilka berget vill spricka upp. Två typer av skiffrar kan särskiljas

- konsoliderade skiffrar
- cementerade skiffrar

Konsolideringskiffrarna bildas genom konsolidering av leravlagringar i motsats till de cementerade skiffrarna i vilka partiklarna hålls samman av salter. Konsolideringsskiffrarna vållar betydligt större problem än de cementerade skiffrarna.

Ett av de stora problemen med skiffrarna är slaking både i skärningar och i tunnlar. Som nämnts ovan innebär slaking att den uttorkade stenen faller sönder när den väts. I samband med skiffrar kan två olika förlopp orsaka slaking.

När en uttorkad skifferbit sänks ner i vatten börjar små skivor falla av och luftbubblor kommer ut. Luft har fyllt ut porvolymen i stenen och

när denna sänks ned i vatten sugs vatten in kapillärt i stenen. Det insugna vattnet komprimerar luften och lufttrycket spränger stenen.

Det andra förloppet beror på olika svällningsegenskaper hos olika typer av lermineral i stenen och kanske ojämn fördelning av porvolymen.

En del skiffrar krymper och spricker upp när de torkar ut. Detta kallas krympslaking (shrinkage slaking) och är typiskt för skiffrar med lermineral som har hög svällningspotential.

Större bitar spjälkas av då vissa skiffrar sänks ned i vatten. Avspjälkningen sker ofta längs lagringen. Denna typ av slaking kallas body slaking och uppträder ofta i relativt kompetenta skifferbergarter.

Ytslaking (surface slaking) kallas det fenomen då små bitar bryts loss från ytan av den för vatten exponerade uttorkade bergbiten.

I skiffrar där natrium montomorillonit, som är det mest aktiva lermineralet, är dominerande får slakingen ett dramatiskt förlopp och bergbiten bryts snabbt ned helt. En uttorkad bit av en sådan skiffer som läggs ned i ett glas sprängs snabbt sönder och en intransparent ler-vattenblandning bildas.

En annan viktig faktor av betydelse för tunnelbyggande genom skiffrar är den potentiella svällningsbenägenheten hos vissa av dessa. I Skandinavien påträffas svällande lermineral, smektit-montmorillonit, främst som omvandlat sprickfyllnadsmaterial. I andra delar av världen kan mäktiga skifferavlagringar ha liknande egenskaper. Områden där sådana avlagringar förekommer är bl a västra Nordamerika och stora delar av Sydamerika.

Det är viktigt att notera att svällning även kan ske när innehållet svällande mineral i en bergart är litet. En röntgenanalys behöver således inte avslöja att en bergart är svällande eftersom vissa skiffrar är uppbyggda av så dåligt kristalliserade ler eller lerliknande material att de ej ger reflexioner vid analysen. Svällning kan ske vid förekomst av alla lerpartiklar med stor relativ yta.

Den belastning som påförs förstärkningarna i en tunnel från en svällande skiffer beror dels av lermineralen dels på konsolideringsgraden. Vid tunnlar på större djup är det konsoliderings-

trycket som avgör belastningarna medan det på små djup är typen av lermineral. De förekommande skiffrarnas svällningspotential måste från fall till fall bestämmas i laboratorieförsök.

Vid tunneldrivning genom lerhaltiga bergarter som skiffrar är det tidigare berörda fenomenet squeezing viktigt att ta hänsyn till.

Ibland uppstår förvirring om stabilitetsproblemen orsakas av svällning eller squeezing eftersom förloppen är liknande. Om en tunnel drivs genom en svällande skiffer på relativt stort djup är spänningarna ofta höga jämfört med skifferns hållfasthet. Squeezing blir då det problem som måste bemästras.

Kalksten

I kalksten kan såsom diskuterats tidigare utlösningar åstadkomma hålrum, karstbildning. Dessa orsakar uppkomst av grottor och kanaler, som ibland kan leda stora vattenmängder. I vissa fall kan sådana hålrum vara helt eller delvis fyllda av bergfragment och lera. När tunneln når fram till sådana partier kan stora mängder vatten och löst material spolas in. I allmänhet är berget på sidorna av hålrummen av god kvalitet och besvärligare stabilitetsproblem är mindre vanliga.

I vissa fall kan kalkstensformationer ha skifferkaraktär och benämns då skiffrig kalksten eller kalkrik skiffer. Kalksten med lerinnehåll kan ha slakande egenskaper och under vissa förhållanden orsaka squeezing.

Evaporiter

De saltavlagringar som orsakat de största problemen i tunnelsammanhang är anhydriter. När anhydrit exponeras för vatten sker en omkristallisation och materialet går över till gips. Vattenupptagningen som sker vid omkristallisationen orsakar en svällning med svälltryck i storleksordningen 8-30 kp/cm^2 om volymsökningen förhindras. I de formationer där gips och anhydrit förekommer går gränsen mellan de olika materialen på olika djup beroende på klimattyp (gipslagren närmast ytan). I USA, Texas, går gränsen på mellan 100-200 m djup medan den i mellanösterns arida områden ligger på ca 50 m djup.

I Alperna har olika metoder prövats för att bemästra problemen med svällande anhydrit och den lösning

som visat sig vara den fördelaktigaste är en rigorös kontroll av grundvattnet så att tunnelperiferin i största möjliga omfattning hålls torr.

Vulkanisk tuff

I områden där terrängen är uppbyggd av vulkaniska material är berggrunden ofta starkt växlande. Tuffer kan vara växellagrade med lavaflöden och vulkanogena sediment. I vissa fall kan delar av tufferna vara omvandlade till bentonitförande avlagringar som kan orsaka problem med slaking och svällning. Ofta förekommer breccior och agglomerat där matrixen består av svagt cementerad tuff. Tunneldrivningen kan i sådana fall försvåras genom skillnaden i hårdhet hos de inbäddade blocken och stenarna och matrixen. Den heterogena lagerföljden gör att de geohydrologiska förhållandena blir komplicerade. De stelnade lavaströmmarna, som ju består av fasta andesiter eller basalter, för vatten endast i spricksystemen. Tufferna är ofta relativt impermeabla medan inlagrade sediment kan vara starkt vattenförande.

Vid tunneldrivning genom de ovan behandlade bergarterna är det alltid rekommendabelt att borra pilothål för att klarlägga vad som är att vänta under de kommande salvorna. Pilothålen bör riktas horisontellt och snett uppåt så att bergkvaliteten framför fronten och över den blivande tunneln bestäms.

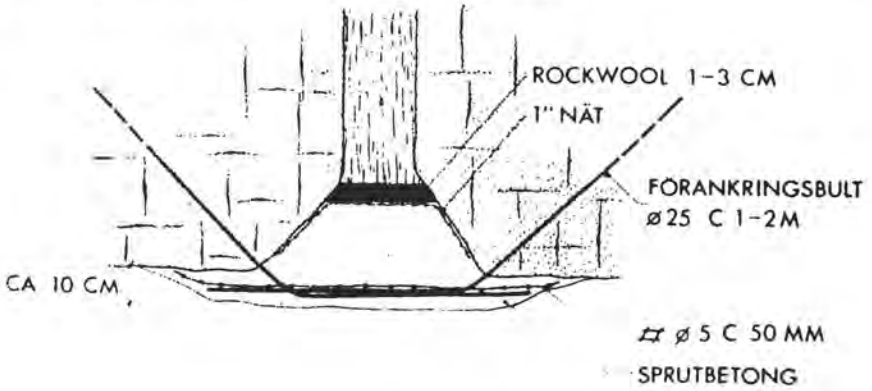
2.4.2 Eruptiva och metamorfa bergarter

De eruptiva och metamorfa bergarterna är i ovittrat tillstånd i allmänhet betydligt kompetentare än de sedimentära. I samband med tektonisk påverkan bryts de upp i mera definierade spricksystem än det svagare sedimentberget. I samband med vittring bryts det kristallina berget ned och närmar sig successivt jordartskaraktär. De basiska massformiga bergarterna ger i allmänhet upphov till lerhaltiga vittringsprodukter medan de sura bergarterna med större kvartsinnehåll ofta ger grusiga sandiga vittringsprodukter. Egenskaperna hos de vittrade bergarterna närmar sig lerstenar och sandstenar.

Speciella problem uppstår vid hydrotermal omvandling av störda bergpartier i allmänhet i anslutning till sprickzoner. Ofta omvandlas berget till leror av smektit-karaktär. Lerorna har ursprungligen en konsolidering motsvarande bergtrycket. När ett hålrum tas ut avlastas den exponerade leran

och den kan därvid uppta vatten. I samband med vattenupptagandet ökar lermaterialet i volym och om expansionen förhindras utbildas höga s k svälltryck. Svälltrycken kan skada insatta förstärkningar.

Metoder att ta upp en del av svällningen med elastiska mattor mellan berget och förstärkningen har utvecklats, se Figur 2.23.



Figur 2.23 Exempel på förstärkning vid enstaka brant spricka med svällande lera (B. Broms och A. Heiner, 1979)

REFERENSER
till avsnitt 2

BROMS, B., och HEINER, A., 1979. Förstärkning av lerzoner i berganläggningar. Statens Råd för byggnadsforskning. Rapport R130:1979.

BÅTH, M., 1970. Introduktion till seismologin. Natur och Kultur, Stockholm.

DEERE, D.U. and PATTON, F.D., 1971. Slope Stability in Residual Soils. Proc. of the 4th Pan Am. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Puerto Rico.

BROCH, E., 1974. Forslag til terminologi, definisjoner og karttegn innen bergmekanikk og ingeniörgeologi. Norsk Bergmekanikkgruppe. Tapirtrykk.

FORSKNING OCH FRAMSTEG, 1976, Nr 6. Temanummer: Seismologi.

HILLS, E.S., 1966. Elements of Structural Geology. Science Paperbacks.

HOEK, E. and BROWN, E.T., 1980. Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

OWEN, G.N., SCHOLL, R.E. and BREKKE, T.L., 1979. Earthquake Engineering of Tunnels. 1979 RETC Proc.

PROCTOR, R.V., and WHITE, T.L., 1968. Rock Tunnelling with Steel Supports. Commercial Shearing and Stamping Co.

SELMER-OLSEN, R. and BROCH, E., 1977. General Design Procedure for Underground Openings in Norway. Proc. Rockstore 77.

SCHUMANN, W., 1973. Mineral och bergarter. P.A. Norstedt & Söners förlag.

WAHLSTRÖM, E.E., 1973. Tunneling in Rock. Elsevier Scientific Publ. Comp.

3. VATTNETS INVERKAN PÅ STABILITET OCH FÖRSTÄRKNINGSBEHOV

3.1 Introduktion

Grundvatten är orsaken till många av de mest svårbemästrade problemen vid byggande i berg. Problemens omfattning är dessutom mycket svåra att förutse speciellt i formationer med snabbt växlande geologiska förutsättningar, som t ex tektoniserad sedimentär terräng.

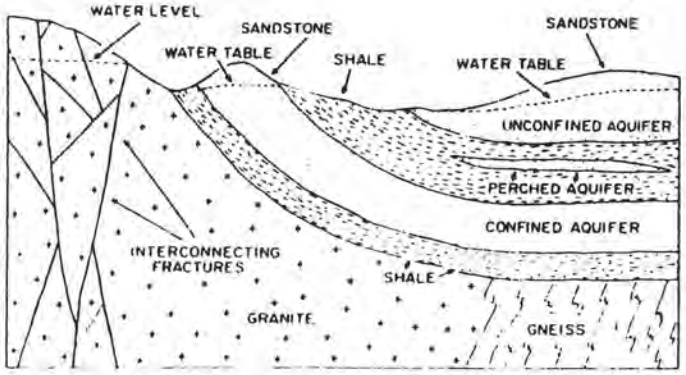
Grundvattenströmningen mot en tunnel kan påskynda nedbrytning och vittring av bergmassan samt ge upphov till svällning, slaking och flowing ground förhållanden.

Vid vissa geologiska förhållanden kan förekomst av varmt vatten, temperaturer över 30-35°C orsaka besvärlig eller oacceptabel arbetsmiljö. Det är därför mycket angeläget att redan på undersöknigsstadiet klarlägga om risk föreligger för sådana förhållanden.

3.2 Grundvattennivå och akvifärer

Bergakvifärer är bergmassor som tillåter genomströmning av vatten på grund av relativt hög permeabilitet. I samband med permeabilitet kan två begrepp nämnas, primär permeabilitet som är den genomströmning som sker genom den opåverkade bergmassan och sekundära permeabiliteten som beror på uppsprickning och utlösning.

Vatten som strömmar ned genom en bergmassa med homogen uppsprickning eller porositet vattenmättar berget under en nivå som bestäms av grundvattenytan. Vatten som strömmar ned i spricksystem når en nivå under vilken sprickorna är vattenfyllda, denna nivå kallas den piezometriska nivån (water level) som i många fall är högre än den omgivande regionala grundvattenytan (water table). I Figur 3.1 illustreras några av de ovan diskuterade begreppen.



Figur 3.1 Sektion visande användandet av några hydrologiska termer. Genomsläppliga sandstenslager är växellagrade med täta skiffrar i en sedimentär sekvens som vilar på kristallint berg. (E.E. Wahlström, 1973)

3.3 Vattenströmning i sprickor

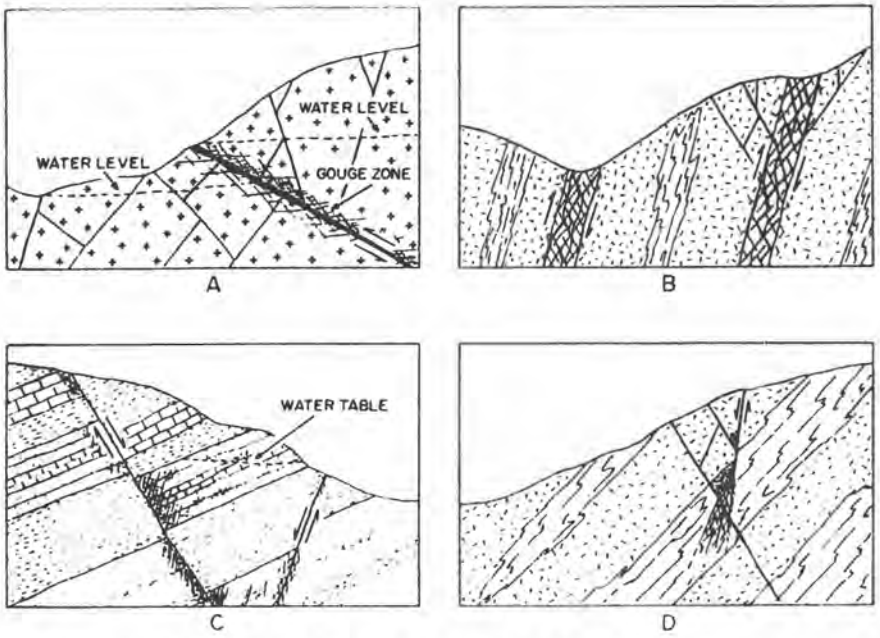
Mycket stora vattenmängder kan föras fram i öppna spricksystem. På grund av liten friktion kan vattnet ofta utöva ett tryck motsvarande det hydrostatiska från en stående vattenpelare, jämför piezometrisk nivå.

Två hydrogeologiska situationer kan särskiljas

- grundvattenströmmar i förbindelse med markytan och tillförda vatten från vattendrag, sjöar eller vattenmättade ytlager

- grundvattenströmning i akvifärer till vilka påfyllning utifrån sker relativt långsamt.

Inströmning av vatten från ytan kan förväntas när en tunnel passerar en av en skjuvzon orsakad dalgång med ett vattendrag eller under ett sjöområde med uppsprucken berggrund. Figur 3.2 ger exempel på geologiska förhållanden som kan ge upphov till stora uppdämda vattenmängder.



Figur 3.2 Geologiska förhållanden som kan leda till bildandet av begränsade inneslutningar av vatten. (E.E. Wahlström, 1973)

A. Grundvatten ansamlas i uppsprucket berg ovanför en lerfylld överskjutningsförkastning i kristallint berg.

B. Breda komplicerat uppkrossade skjuvzoner kan innehålla rikligt med vatten.

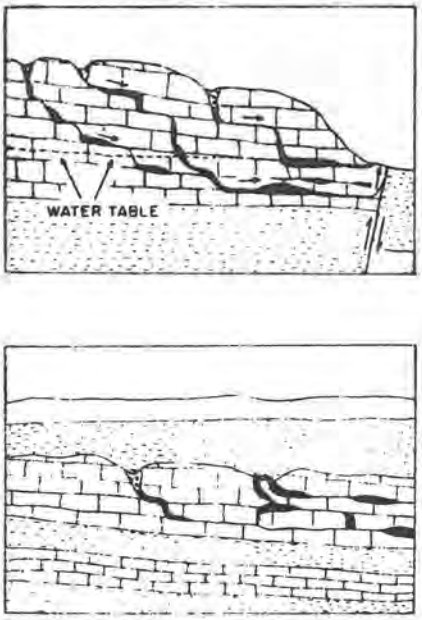
C. Vattenfickor bildas i starkt uppkrossad spröd sandsten och kalksten i anslutning till en förkastning. Skifferlager bildar vattentäta barriärer.

D. En förkastning i granit skär ner i gnejs och delas upp i ett komplicerat mönster av korsande sprickor.

Stora vattenläckage kan uppträda i vulkaniska bergformationer, speciellt sådana av basaltisk typ. Basaltisk lava ger upphov till relativt mäktiga lager av lösa block när den svalnande ytan hos en lavaström stelnar medan flytande lava strömmar fram på större djup. Den delvis stelnande lavan kan dessutom ge upphov till grottbildning. Efterföljande lavaströmmar eller pyroklastiska avlagringar kan sedan täcka den blockiga ytan och högpermeabla skikt uppstår.

Surare vulkaniska formationer har vanligen hög viskositet och bildar inte flöden med större utsträckning. Avlagringar med surare vulkaniter är därför ofta lågpermeabla utom i agglomerat eller breccia bildningar med litet inslag av finmaterial i matrixen.

Kalkstenar består huvudsakligen av kalciumkarbonat, som kan lösas ut av cirkulerande grundvatten eller påverkas genom kemiska reaktioner om de exponeras för sura lösningar. Sprödhet hos kompakta kalkstenar ger upphov till vertikal sprickbildning som tillsammans med vattengenomsläpplighet längs de horisontella lagringsplanen tillåter cirkulation av grundvatten. Kalkstenen löses i någon mån i rent vatten men påverkan ökar kraftigt vid förekomst av CO_2. Koldioxiden tillförs främst från atmosfären men tillskott av hydrotermalt ursprung förekommer även. För att omfattande utlösning eller karstbildning skall uppstå krävs kontinuerlig tillförsel av koldioxid. Detta gör att bergpartier som har kontakt med ytvatten ofta visar betydande karstifiering. Utlösning kan ske både över och under grundvattenytan under förutsättning att kolsyrerikt vatten kan cirkulera. Typiska utlösningskonfigurationer visas på Figur 3.3.

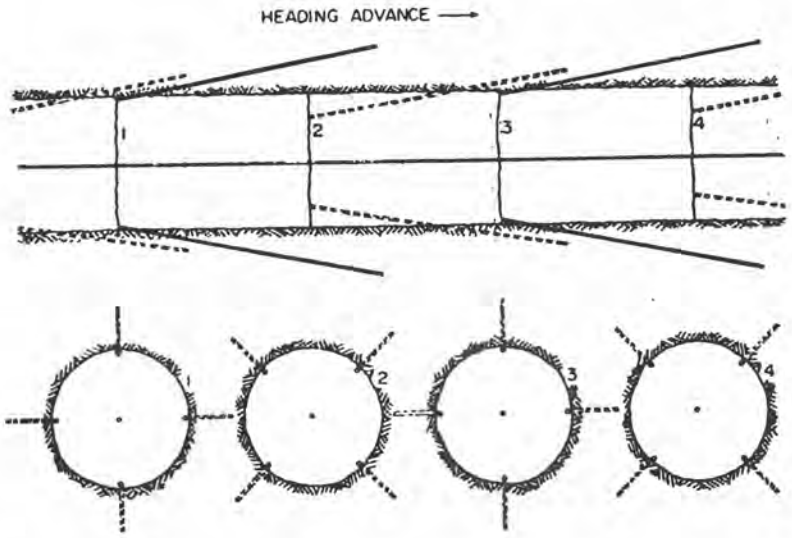


Figur 3.3 Karstbildning i kalkberg (E.E. Wahlström, 1973)

3.4 Stabilitetsproblem

Ett uppsprucket starkt vattenförande berg där vattnet står under högt tryck kan orsaka svårbemästrade problem. Det fragmenterade berget kan tryckas ut och om spricksystemens strykning är ogynnsam (parallell med tunneln) kan relativt omfattande avspjälkning ske i väggarna. Är berget av finkornig typ exempelvis sandsten kan kraftig erosion och flowing ground fenomen uppstå speciellt i partier där bergets störts så att hållfastheten

är nedsatt. Det är viktigt att i god tid klarlägga vilka förhållanden som tunneln kommer att drivas igenom så att arbetsmetodiken kan anpassas därefter. Förstärkningsinsatser kan annars försvåras eller omöjliggöras av stora vatteninläckningar. Denna information kan erhållas genom borrning av pilot-hål. Antalet hål bestäms av tunnelns dimension och förväntade förhållanden. Figur 3.4 visar ett exempel på hur pilot-hål kan borras. Om pilot-hålen avslöjar att besvärliga vattenförhållanden är att vänta kan preventiva åtgärder sättas in. De kan bestå av dränering varvid ytterligare hål borras in i det vattenförande partiet och tunneldriften temporärt avbryts under den tid som berget avvattnas. En annan åtgärd är förinjektering, som även kan kombineras med dräneringsåtgärder. Förinjekteringen utförs för att i mesta möjliga utsträckning täta berget och förhindra vattenströmning mot tunneln. Injektering kan även utföras av redan utsprängda tunnelpartier men kan vara mycket besvärlig att genomföra om vattentrycken är höga i berget.



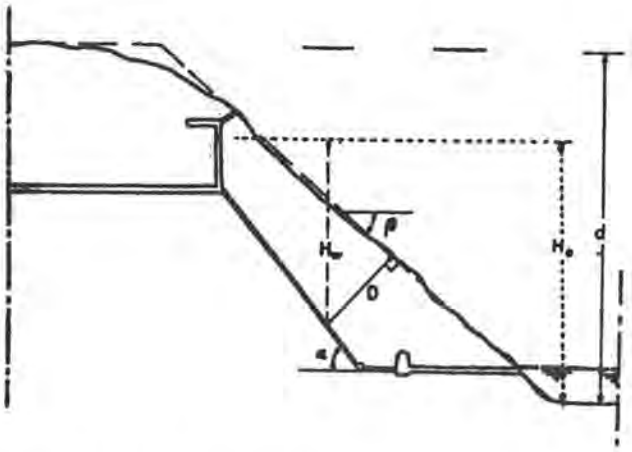
Figur 3.4 Exempel på mönster för borrning pilot-hål
(E.E. Wahlström, 1973)

Hydraulisk uppspräckning av en bergmassa kan ske när vattentrycket överstiger den minsta huvudspänningen. Detta fenomen måste ofta beaktas i vattenkraftsammanhang där trycket i tilloppstunnlarna ofta är högt. En tumregel för placeringen av tunnlar och schakt är att det kortaste avståndet D (m) från den oinklädda tunneln till ytan skall vara

$$D > \frac{H_w}{\gamma_r \cos\beta} + 40 \left(\frac{H_o}{d}\right)^2 + 40$$

De använda symbolerna definieras i Figur 3.5. Formeln är giltig för $\beta > 45°$. Vidare skall följande förhållanden vara uppfyllda. $\alpha < 1{,}5\beta$ och $H_o < 1{,}1\ d$. Brantare berglutning än 45° kan accepteras om tunneln är inklädd i den nedre halvan av dalsidan.

Hydraulisk uppspräckning kan även ske på grund av höga vattentryck i berget omkring tunneln. Omfattande dräneringsåtgärder då kan erforderas för att förhindra problem vid drivningen.



Figur 3.5 Symboler använda i överslagsformeln för bestämning av lämpligt avstånd mellan trycktunnel och dalsida (R. Selmer-Olsen, 1974)

Ett annat fenomen som kan vålla problem vid bergarbeten är svällning hos bergmassan eller i zoner i denna. Svällningen hänger samman med att det exponerade och avlastade berget omkring tunneln kan ta upp vatten. I Skandinavien har svällande lera i sprickzoner påträffats i ett flertal anläggningar. Det störda berget har där omvandlats till lermineralet montmorillonit. I den ostörda bergmassan är leran konsoliderad för bergtrycket men när tunneln sprängs ut sjunker spänningarna

och leran kan binda vatten till sig och expandera. Därvid kan avsevärda svälltryck uppstå samtidigt som lerans hållfasthet minskar. Den svällande leran behöver inte vara knuten just till sprickzoner, i vissa skiffrar och då speciellt vittrade partier kan hela bergmassan innehålla aktiva mineral. De åtgärder som kan tillgripas för att förhindra och begränsa effekterna av svällning är att i görligaste mån dränera berget och se till att vatten och fuktig luft inte når exponerade partier med svällande material. Ett snabbt anbringande av sprutbetong är ofta en lämplig förstärkning. För att minska trycket mot sprutbetongförstärkningen har förfaranden med fjädrande material som tillåter en viss expansion utarbetats, se Figur 2.23.

Mycket besvärliga driftsförhålladen kan uppstå när tunnlar förs fram genom anhydritformationer. När anhydriten avlastas och exponeras för vatten övergår den till gips och expanderar. Svälltryck av storleksordningen 8-30 kp/cm^2 har uppmätts. Den åtgärd som visat sig mest effektiv är dränering av berget. Det är vidare viktigt att drivnings- och förstärkningsmetodiken anpassas så att vatten förhindras att nå den exponerade anhydritytan.

Slaking är benämningen på den nedbrytning av berget som kan ske i tunnelväggarna när de står exponerade för vatten eller fuktig luft. Ofta hänger slakingen samman med förekomsten av aktiva lermineral som när de tar upp vatten trycker sönder berget. Slaking påverkan äter sig successivt in i berget och för att förhindra detta är det i allmänhet tillfyllest att temporärt skydda bergytan med sprutbetong.

REFERENSER
till avsnitt 3

SELMER-OLSEN, R., 1974. Underground Openings filled with High-Pressure Water or Air. Bull. No. 9 IAEG, Krefeld.

WAHLSTRÖM, E.E., 1973. Tunneling in Rock. Elsevier Scientific Publ. Comp.

4. BERÄKNING OCH DIMENSIONERING

4.1 Inledning

Dimensioneringen skall fastställa berganläggningens geometri och lämpliga förstärkningsåtgärder så att såväl mindre stenutfall som totalkollaps av ett bergrum förhindras. Stabilitetsproblem kan uppdelas i två principgrupper, dels problem som orsakas av tryck och/eller dragbrott i själva bergarten, dels problem orsakade av utglidning av ett eller flera bergblock längs sprickplan, se Figur 4.1.

Det för svenska förhållanden helt dominerande problemet är risken för utglidning av bergblock. Endast i undantagsfall kan brott i själva bergarten uppkomma och då oftast i kombination med mycket höga horisontaltryck.



Figur 4.1

Däremot kan i sedimentära, mjuka bergarter även vid måttliga djup och horisontaltryck problem uppkomma med själva bergartens hållfasthet.

Detta förhållande har lett till att under 1950- och 60-talet en speciell förstärkningsfilosofi har utvecklats vars bas är att låta bergmassan till stor del bli självbärande genom att låta den samverka med de insatta förstärkningarna.

Omfattningen och tidpunkten för insättandet av förstärkningsåtgärderna styrs genom utvärdering av observerade deformationer, spänningar och bultkrafter. Metoden har förfinats i Österrike och kallas vanligen för "The New Austrian Tunnelling Method".

Denna metod integrerar tre mycket viktiga komponenter som erfordras för ett framgångsrikt byggande i svagt berg, nämligen

- erfarenhet
- observationer
- teori

till en praktisk, hanterbar tunnelbyggnadsmetod.

Metoden exemplifierar på ett utomordentligt sätt den teknologi, som bör komma till användning för att möta de krav som byggande i sedimentärt berg eller annat "lösare" berg ställer.

Metoden ställer krav på kunskaper och färdigheter inom

- förundersökningsteknik
- beräkningsteknologi
- mätteknologi
- förstärknings- och drivningsteknik

För att metoden skall komma till sin rätt fordras dock speciella upphandlingsformer vilka tar hänsyn till den anpassning av drivning och förstärkningsinsatser som motiveras av gjorda observationer.

I detta kapitel kommer beräknings- och mätteknologi att behandlas och i nästa kapitel kommer förstärkningsteknik att beskrivas.

De nedan beskrivna beräkningsmetoderna användes för att bedöma stabiliteten och erforderliga förstärkningsåtgärder då brott uppkommer i bergmassan på grund av för höga tryckspänningar. Detta kan ske om bergmassan är starkt uppsprucken eller om bergartens hållfasthet är liten i förhållande till belastningen.

Det starkt uppspruckna materialet uppvisar ett segt brott med plastiska deformationer. Detta innebär att brott uppkommer i materialet utan att totalkollaps inträffar. I ett mera sprött material, dvs där hållfastheten efter brott är betydligt lägre än själva brottvärdet sker skjuv-

brottet så att partier spjälkas och skjuvas av. Detta sker ofta under ljudeffekter och kallas ibland för smällberg.

Vid den första typen av material kan man tillåta att plastiska deformationer uppkommer utan att instabilitet inträffar. Detta innebär att spänningarna lokalt kring en öppning kan uppgå till hållfastheten och berget kommer på så sätt att bära en så stor del av belastningen som möjligt. När risk för sprödbrott föreligger kan man normalt inte tillåta att spänningarna når upp till hållfasthetsvärdena eftersom ett progressivt brott då kan utbildas.

Vid beräkning av erforderlig förstärkning sker en jämförelse mellan lasteffekten och bärförmågan. Viktiga ingångsdata är de initiella bergspänningarna samt bergmassans hållfasthets- och deformationsegenskaper.

Med hänsyn till att materialegenskaper och belastningssituationen är ofullständigt kända även då omfattande förundersökningar utförts är det som regel lämpligt att använda en kombination av olika dimensioneringsmetoder. Analytiska beräkningar kompletteras därvid med olika former av empiriska metoder och resultatet och förutsägelsen kontrolleras under byggets gång med hjälp av observationer och olika slags mätningar.

Bergmassans egenskaper kan bestämmas på basis av empiriska relationer, teoretiska överväganden eller via in-situ provningar.

Bergmassans egenskaper kan exempelvis härledas från bergartens och sprickornas deformationsegenskaper med hjälp av teoretiska samband för kompositmaterial. Alternativt kan deformationsmodulen bestämmas med ledning av bergmassans RMR-värde (Rock Mass Rating), se avsnitt 4.5. Bergmassans hållfasthet kan uppskattas med hjälp av data från olika klassificeringssystem eller via teoretiska samband som Weibulls teorem. Metodik och detaljerade anvisningar finns beskrivet bl a hos Stille, Fredriksson och Groth (1982). En sammanfattande beskrivning över bergmassans egenskaper ges i nästa avsnitt.

Tillvägagångssättet vid planeringen av drivningsmetodik och förstärkningsåtgärder blir i stora drag följande:

1) Bestäm bergmassans egenskaper

2) Bestäm aktuella stabilitetsproblem

3) Bestäm den permanenta förstärkningen genom beräkning och erfarenhet.

4) Bestäm lämplig drivningsmetodik

5) Bestäm erforderlig temporär förstärkning

6) Bestäm kontrollåtgärder

Den temporära förstärkningen har till uppgift att förutom att garantera arbetarskyddet även se till att tunnelns bestånd säkerställs tills den permanenta förstärkningen har hunnit installeras. Den temporära förstärkningen kan därför ej bestämmas enbart från driftpersonalens observationer utan hela den komplexa bergmekaniska problemställningen måste beaktas. Detta gäller i högsta grad när speciella stabilitetsproblem såsom ravelling, squeezing, swelling, running, flowing och popping ground är aktuella.

4.2 Materialmodeller för bergmassan

4.2.1 Inledning

En bergmassa karakteriseras av de sprickor och slag som genomkorsar berget och blir på så sätt uppbyggd av bergblock åtskilda av sprickor. Se Figur 4.2.

De deformationer och spänningsändringar som uppkommer vid en belastning blir därför ett resultat dels av själva bergblockens deformation, dels av rörelser i sprickorna. Förutom bergblockens och sprickornas hållfasthets- och deformationsegenskaper påverkas resultatet av sprickornas frekvens och orientering samt antalet sprickgrupper.

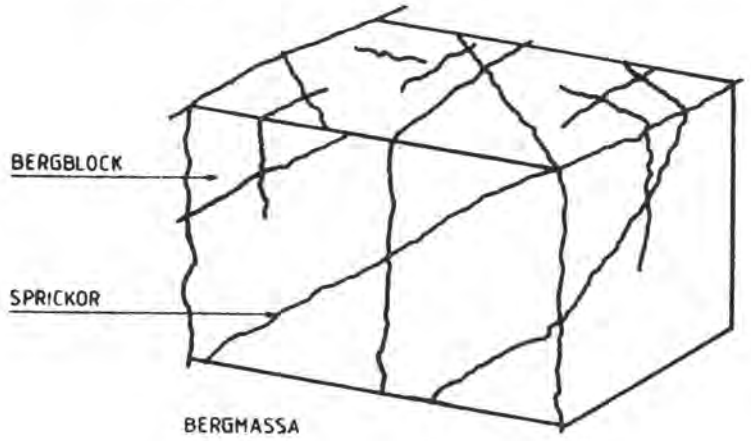


Fig 4.2 Bergmassans uppbyggnad

Denna mångfald av faktorer som påverkar bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper innebär förutom att bergmassan kan uppträda på

flera olika sätt att dess egenskaper blir svåra att bestämma.

Under vissa betingelser kan bergmassan betraktas som ett isotropt material, dvs den har lika egenskaper i alla riktningar.

I andra fall kan bergmassan ha helt olika egenskaper i olika riktningar, dvs den måste behandlas som ett anisotropt material. Exempelvis har en skiffer mycket lägre hållfasthet längs förskiffringsplanen än vinkelrätt däremot. Sprickgruppernas orientering och antal har avgörande betydelse för om en bergmassa kan betraktas som isotrop eller ej.

Starkt uppsprucket berg med tre eller flera sprickssystem eller en bergmassa uppbyggd av bergblock med mycket låg hållfasthet uppvisar normalt isotropa egenskaper.

4.2.2 Bergmassans egenskaper

Grunden för bestämning av bergmassans egenskaper är den konventionella förundersökning som ingår i projekteringen av varje berganläggning. Baserat på en beskrivning av berggrundens geologi och tektonik samt en provning av ingående bergarters och sprickors egenskaper kan bergmassans egenskaper utvärderas. Flera olika tillvägagångssätt kan tänkas.

Ett sätt innebär att man med hjälp av erfarenhet och något klassificeringssystem utvärderar egenskaperna hos bergmassan. Ett annat sätt är att man utifrån teoretiska överväganden kan beskriva bergmassans egenskaper.

Ett tredje sätt är att man genom in-situ-provning direkt provar bergmassans uppförande och därmed egenskaperna. Kombinationer av tillvägagångssätten kan givetvis förekomma.

På grund av de svårigheter som föreligger vid utvärderingen av bergmassans egenskaper och därmed osäkerheten i utvärderingsresultaten kan en jämförande analys av resultaten från olika utvärderingssätt minska osäkerheter i förutsägelsen av bergmassans egenskaper. En sådan analys tillgrips normalt för anläggningar där en felbedömning kan förorsaka att säkerheten äventyras med konsekvenser för ekonomi och människoliv. Exempel på dylika anläggningar är dammar, stora publika anläggningar, trafiktunnlar och kraftverk.

Bergmassans komplexa uppbyggnad med sprickor och bergblock gör det svårt att på teoretisk grund härleda bergmassans mekaniska egenskaper utifrån de enskilda sprickornas och bergblockens beteende. Problemet försvåras ytterligare genom att man inte i detalj kan kartlägga de olika sprickorna och blocken på grund av ofullkomligheter i undersökningstekniken.

Detta har inneburit att empiriska metoder blivit viktiga för att bestämma egenskaperna. För att möjliggöra att erfarenheter lättare skall kunna överföras från en bergbyggnadsplats till en annan har olika s k klassificeringssystem byggts upp. I dessa har man försökt värdera inflytandet av olika förhållanden på bergmassans egenskaper.

Eftersom alla bergklassificeringssystem är empiriska måste de utnyttjas med försiktighet och hela tiden relateras till den bergkunniges egen erfarenhet.

Klassificeringssystemens uppbyggnad i detalj redovisas i avsnitt 4.5

På basis av Bieniawski's Rock Mass Rating (RMR-värdet) kan man bedöma bergmassans hållfasthet. I Tabell 4.1 anges riktvärden för hur bergmassans hållfasthet beror på RMR-värdet.

Bakgrunden till tabellen är erhållna värden på bergmassans hållfasthet från i första hand kolgruvor, dvs berg av låg kvalitet och de innehåller dessutom delvis en effekt av hög belastning (stort djup). Vid beräkning av RMR-värdet poängsätts sprickornas orientering i förhållande till problemet, dvs belastningssituationen. Detta är i princip felaktigt eftersom hållfastheten inte beror på sprickorienteringen. Däremot kan belastningen bli mer eller mindre ogynnsam beroende på belastningsriktningen i förhållande till sprickorienteringen. Vid en FEM-analys beaktas belastningssituationen i själva beräkningen och skall därför inte beaktas vid bedömning av hållfastheten.

Tabell 4.1

Klass och RMR-värde	I 100-81	II 80-61	III 60-41	IV 40-21	V <20
Bergmassans tryck-hållfasthet, MPa	>1.9	1.5	0.9	0.4	<0.3
C, Kohesion, MPa	>0.4	0.4-0.3	0.3-0.2	0.2-0.1	<0.1
Ø, Friktionsvinkel	>45°	45-35°	35-25°	15-25°	<15°

Detta innebär att bergmassans hållfasthet i allmänhet underskattas vid utvärderingen enligt Bieniawski. Speciellt gäller detta för berg av bättre kvalitet.

Andra metoder dock mindre kända finns även för att bedöma bergmassans hållfasthet, se exempelvis Stille et al (1982).

För utvärdering av bergmassans deformationsmodul tycks relationen

$$E_m = 2\ RMR - 100\ (GPa)$$

vara giltig så länge RMR >52. Vid lägre värden föreslås följande relation

$$E_m = 0.05 \cdot RMR\ (GPa)\ (RMR < 52)$$

Relationen är dock endast underbyggd med ett fåtal provningsresultat, varför försiktighet måste iakttas

4.2.3 Bergarternas egenskaper

En bergarts hållfasthet kan bestämmas genom olika typer av laboratorieförsök. Det är viktigt att provningen sker vid en vattenhalt som motsvarar den naturliga vattenhalten eftersom speciellt hållfastheten beror på vattenhalten. I Tabell 4.2 redovisas hur förhållandet mellan hållfastheten vid vattenmättat och torrt tillstånd varierar för några olika bergarter, Broch (1977).

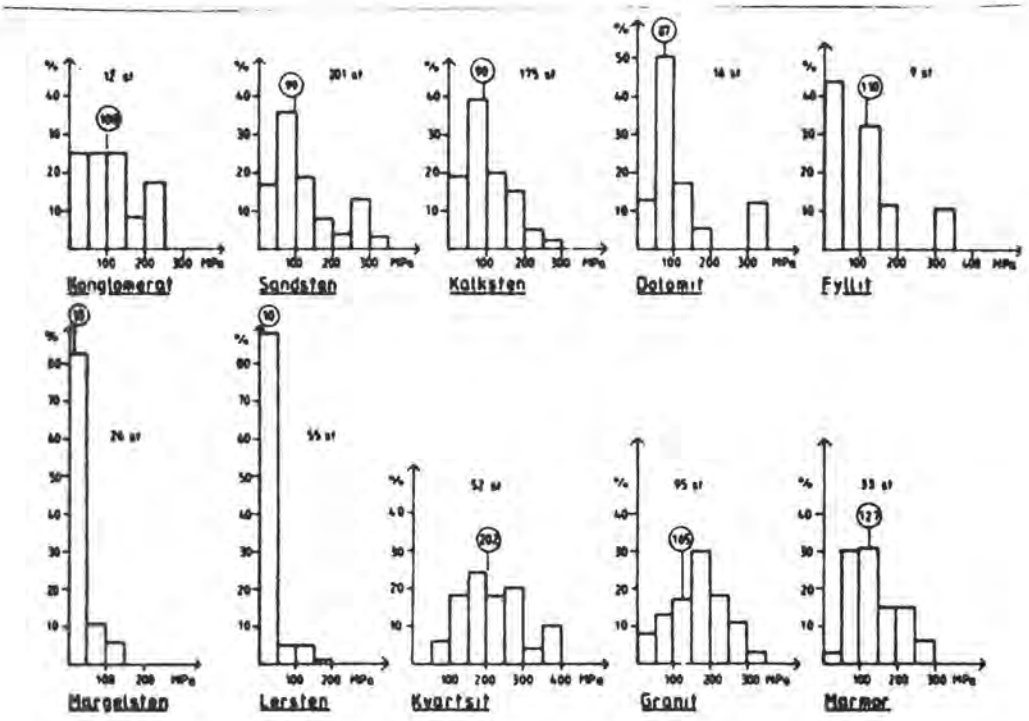
Tabell 4.2 Kvoten mellan hållfastheterna vid vått och torrt tillstånd

Bergart	Kvot
Granit	80 - 100 %
Gnejs	60 - 90 %
Glimmer, skiffer	50 - 70 %
Sandsten	20 - 50 %

Det bör för övrigt påpekas att det inte finns några entydiga samband mellan bergart och hållfasthet.

I Figur 4.3 redovisas hur hållfastheten kan variera för några olika bergarter. Underlaget är en sammanställning över provningsresultat från försök utförda på olika bergarter från olika platser i världen. Variationen av hållfastheten för en bergart inom samma bergmassiv är dock vanligtvis betydligt mindre.

För intakta bergblock, dvs utan synliga sprickor, har man funnit en minskning av hållfastheten med ökad volym.



Figur 4.3 Exempel på variationer av hållfastheten för några olika bergarter

Bergartens deformationsegenskaper uppvisar också variationer. I Tabell 4.3 redovisas några exempel på bergarters elasticitetsmodul, E, och Poisson's tal, ν.

Tabell 4.3 Bergarters deformationsegenskaper

Bergart	E GPA	ν
Granit	40-80	0,15-0,30
Gnejs	30-100	0,15-0,30
Kvartsit	30-120	0,10-0,30
Kalksten	10-80	0,15-0,30
Sandsten	3-60	0,15-0,30
Märgelsten	0,5-30	0,10-0,30
(Stål	210)	
(Betong	15)	

4.3 Analytiska och numeriska beräkningar

De deformationer och spänningar som uppkommer runt en tunnel är ett resultat av samverkan mellan berget och utförda förstärkningar. Denna samverkan kan studeras och beräknas med numeriska metoder såsom finita element metoder, FEM. Under vissa förhållanden kan problemet även lösas med analytiska metoder. Ett villkor för detta är att tunneln har en axialsymmetri, dvs en rund tunnel i ett likformigt spänningsfält. I alla övriga fall måste numeriska metoder användas.

4.3.1 Beräkningar med FEM

Genom utveckling av finita elementmetoden (FEM) och tillgång till stora datorer har analysinstrument skapats som gör det möjligt för bergkonstruktörer att mer systematiskt och kvantitativt bedöma hur en sådan komplicerad struktur som exempelvis ett bergrum eller en tunnel kommer att uppföra sig.

En av finita elementmetodens stora fördelar ligger just i att deformationerna lätt kan beräknas. Detta innebär att man genom att jämföra beräknade och uppmätta deformationer successivt kan förbättra sitt kunnande om bergmassans uppförande och därmed förfina bergkonstruktionen med bibehållen säkerhet.

För att en beräkning med finita elementmetoden skall ge ett bättre och riktigare resultat än handberäkningsmetoder eller erfarenhetsbedömningar fordras en god kunskap om bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Krav måste ställas på utformningen av de finita elementprogram som används för att analysera bergmekaniska problem. I programmet måste finnas materialmodeller som är relevanta för bergmassan. Vidare måste belastningsfall och lastsekvenser finnas som beskriver de belastningssituationer

som uppkommer när man bygger i berg. Följande krav bör ställas på ett FEM-program som skall användas vid bergmekaniska beräkningar:

1) Materialmodeller skall kunna beskriva bergmassans elasto-plastiska uppförande samt beakta anisotropa egenskaper.

2) Beräkningar måste ske stegvis simulerande den etappvisa utschaktning som utgår ifrån ett initialspänningstillstånd

3) Lastsekvenser måste kunna utföras i godtycklig ordning och delresultat måste kunna erhållas.

4) Bultelement, skalelement och balkelement måste finnas för att modellera olika förstärkningsinsatser.

5) Vid beräkning av slänter eller speciella tunnelkonstruktioner måste vattentrycket beaktas och beräkningarna ske med effektivspänningsanalys.

Analys av ett bergmekaniskt problem med finita elementmetoden sker i princip i sex steg från beskrivning av verkligheten till ett färdigt beräkningsresultat. Arbetsgången är som följer:

1. Beskrivning av verkligheten
2. Idealisering
3. Elementindelning
4. Elementanalys (val av materialmodell)
5. Strukturanalys (FEM-körning)
6. Resultattolkning

Beskrivning av verkligheten baserad på resultat från bergundersökningar är i princip ett allmänt problem och ej direkt specifikt för en beräkning med finita elementmetoden. Det gäller härvid att kunna hitta och fastställa alla för problemet viktiga bergtekniska data såsom exempelvis den geologiska strukturens geometri och dess egenskaper.

Vid analys av problem med finita elementmetoden är det förmånligt om man kan anta antingen axialsymmetri, plant töjnings- eller plant spänningstillstånd, eftersom dessa tillstånd bara kräver två frihetsgrader. Kostnaden för en sådan analys blir betydligt lägre än för en tredimensionell analys. I Sverige finns för närvarande inget praktiskt fungerande program för tredimensionell analys av bergmekaniska problem.

Nästan alla problem är dock på något sätt tredimensionella i fråga om geometri, geologi eller belastning. I många fall kan dock ett 3-D-problem förenklas till ett från beräkningssynpunkt mer lätthanterligt 2-D-fall.

Vid tolkningen av beräkningsresultatet måste sedan hänsyn tas till de inlagda förenklingarna av verkligheten.

För närmare studium av FEM-användning för studier av bergmakaniska problem, se Stille, Groth och Fredriksson (1982).

4.3.2 Analytiska lösningar

Under antagande av axialsymmetri kan samverkan mellan berget och förstärkningarna lösas analytiskt.

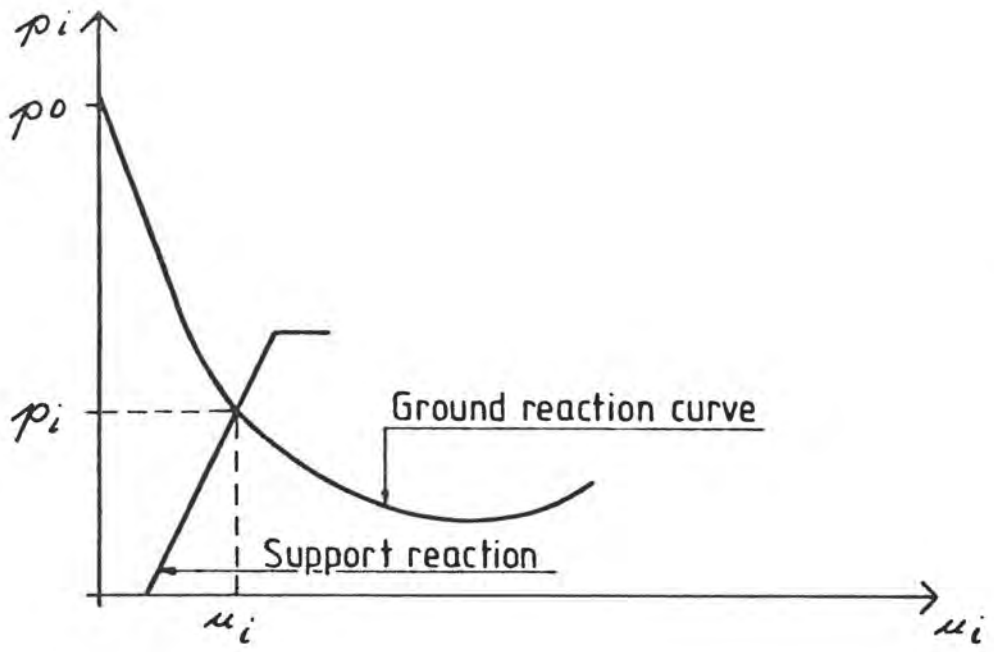
Problemet studeras ofta genom att man grafiskt presenterar bergets responskurva "Ground reaction curve" och förstärkningens responslinje. Ett flertal lösningar för olika bergförhållanden och förstärkningar har redovisats i litteraturen, exempelvis Hoek och Brown (1980).

Nedan presenteras lösningar för berg med elastoplastiska egenskaper och förstärkningstyper såsom stålbågar, betonginklädnad och förspända ej ingjutna bultar. För mer komplexa bergegenskaper hänvisas till Brown, Bray, Ladanyi och Hoek(1983) och för ingjutna, slaka bultar till Stille (1983).

Bergets responskurva, f (u_i, p_i) beskriver hur tunnelväggen deformeras (u_i) vid olika tryck mot väggen (p_i) och då utan hänsyn till förstärkningen.

Förstärkningens kraft och deformationssamband g (u_i, p_i) beskriver hur lasten mot förstärkningen räknat per ytenhet (p_i) verkar med rörelser i tunnelytan (u_i).

Genom att sammanställa dessa två ekvationer, analytiskt eller grafiskt erhålles tunnelväggens deformation och belastningen på förstärkningen för det studerade problemet. Principerna har illustrerats i Figur 4.4.



Figur 4.4

Bergets responskurva

a) Elastiska förhållanden

Genom att betrakta kraft- och deformationsvillkoren för ett litet element kan spänningar och förskjutningar kring ett cylindriskt hålrum beräknas.

Följande spänningar kommer att råda:

$$\sigma_r = p_o + (p_i - p_o)\left(\frac{r_i}{r}\right)^2 \qquad (1a)$$

$$\sigma_t = p_o - (p_i - p_o)\left(\frac{r_i}{r}\right)^2 \qquad (1b)$$

$$\sigma_t + \sigma_r = 2p_o \qquad (1c)$$

Eftersom intresset är knutet till de deformationer som uppkommer vid uttag av hålrummet erhålles följande lösning:

$$u = \frac{1+\nu}{E}(p_i - p_o) \cdot \frac{r_i^2}{r} \qquad (2a)$$

och

$$u_i = \frac{1+\nu}{E}(p_i - p_o) \cdot r_i \qquad (2b)$$

b) Plastiska förhållanden

Om materialet runt en cirkulär öppning har ett elasto-plastiskt spänningstöjningssamband kan en zon med plastiska deformationer utbildas runt öppningen. Öppningen kan vara stabil trots att materialet lokalt kring öppningen har brottspänningar. I andra fall erfordras ett minsta mottryck mot berget för att förhindra total kollaps eller för stora deformationer. Materialet utanför den plastiska zonen har ett elastiskt beteende.

Spänningar

Spänningarna bestäms av villkoren för jämvikt och att brottspänningar har uppnåtts

$$\sigma_t - \sigma_r - r\frac{\delta\sigma_r}{\delta r} = 0 \qquad (3a)$$

$$\frac{\sigma_t + a_r}{\sigma_r + a_r} = k_r \qquad (3b)$$

Ekvation (3b) är en omskrivning av Coulombs brottvillkor där $k_r = \tan^2(45° + \frac{\phi}{2})$ och adhesionen

$$a_r = \frac{c}{\tan\phi}$$

Parametrarna c är kohesionen och ϕ är materialets inre friktionsvinkel. Vid sprött beteende skall residualvärden på parametrarna c_r och ϕ_r användas.

Bergmassans hållfasthetsegenskaper har illustrerats i figur 4.5.

Följande spänningar kommer då att råda i den plastiska zonen

$$\sigma_r = (p_i + a_r)\left(\frac{r}{r_i}\right)^{k_r-1} - a_r \qquad (5a)$$

$$\sigma_t = (p_i + a_r) \cdot k \cdot \left(\frac{r}{r_i}\right)^{k_r-1} - a_r \qquad (5b)$$

Gränsen mellan den plastiska och elastiska zonen bestäms ur följande samband, härlett ur villkoret att både den elastiska och plastiska lösningen skall vara giltig samt att de radiella spänningarna skall vara kontinuerliga.

$$\frac{r_e}{r_i} = \left[\frac{\left(\frac{2}{1+k}(p_o+a) - a\right) + a_r}{p_i + a_r}\right]^{\frac{1}{k_r-1}} \qquad (6)$$

Spänningar utanför den plastiska zonen bestäms ur ekvationerna 1a-1c med beaktande av att gränsen r_i i ekvationerna 1a-1c ersättes med r_e. Följande resultat erhålles:

$$\sigma_r = p_o + (\sigma_{r_e} - p_o)\cdot\left(\frac{r_e}{r}\right)^2 \qquad (7a)$$

$$\sigma_t = p_o - (\sigma_{r_e} - p_o)\cdot\left(\frac{r_e}{r}\right)^2 \qquad (7b)$$

där $\sigma_{r_e} = \frac{2}{1+k}(p_o+a) - a$

Töjningar och deformationer

De deformationer som uppkommer beror dels på de elastiska rörelserna som uppkommer före brott, dels på den volymexpansion som sker vid brott (dilatans).

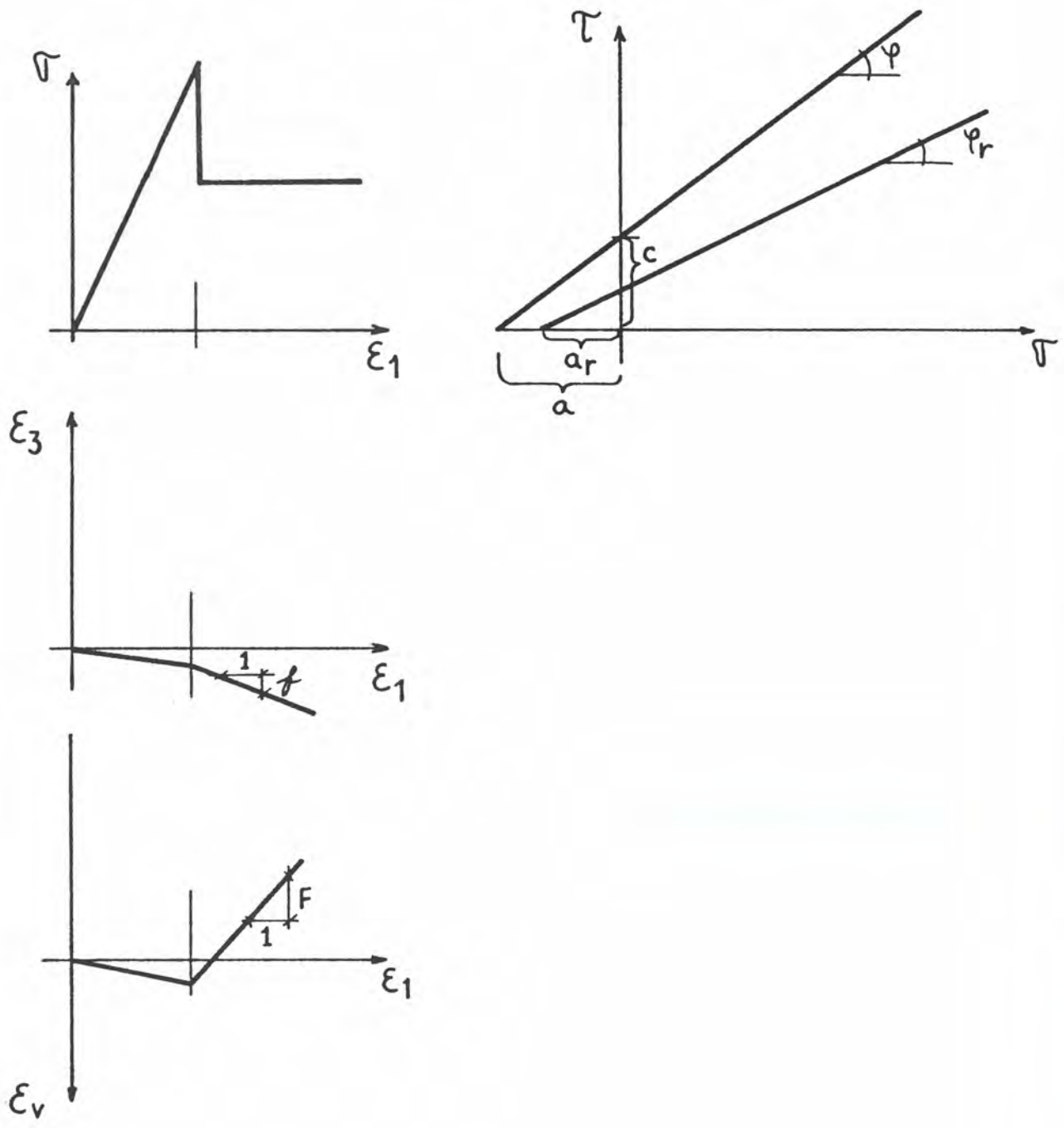
De plastiska töjningarna kan även tecknas enligt plasticitetsteorin. Töjningsinkrementen blir då $d\varepsilon_1$ och $d\varepsilon_3$. Sambandet mellan dessa

är $$\frac{d\varepsilon_1}{d\varepsilon_3} = -\frac{1}{f} \qquad (9a)$$

Proportionalitetsfaktorn f motsvaras av en volyms-expansionsfaktor F enligt

$$f = 1+F \qquad (9b)$$

sambanden har illustrerats i figur 4.5.



Figur 4.5

De uppkomna deformationerna kan då beräknas som funktion av avståndet till tunnelcentrum, r, med följande ekvation

$$u = -\frac{rA}{1+f}\left[2\cdot\left(\frac{r_e}{r}\right)^{f+1}+(f-1)\right] \qquad (10a)$$

där

$$A = \frac{1+\nu}{E}(p_o-\sigma_{r_e}) \qquad (10b)$$

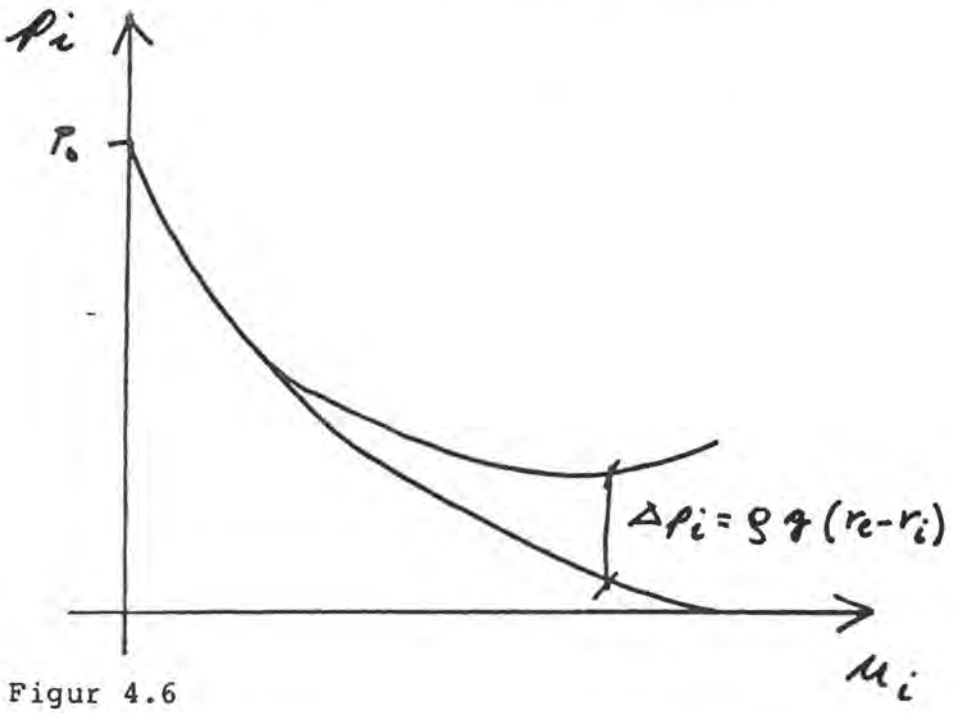
och

$$\sigma_{r_e} = \frac{2}{1+k}(p_o+a)-a \qquad (10c)$$

För att simulera tyngden av berget brukar man öka den framräknade ytbelastning , p_i med tyngden av den plastiska zonen för att på så sätt simulera uppluckringstendenser

$$\Delta p_i = \rho\, g(r_e-r_i) \qquad (11)$$

Metodiken har illustrerats i figur 4.6.



Figur 4.6

Förstärkningens responslinje

Vid förstärkning av en tunnel eller öppning i ett elasto-plastiskt bergmaterial är det viktigt att förstärkningen insättes vid rätt tidpunkt, har tillräcklig hållfasthet men även rätt styvhet.

Anledningen till detta är att den deformation och belastning som uppkommer i förstärkningen är ett samspel mellan bergets responskurva och förstärkningens.

En för styv förstärkning kan brista medan en eftergivligare och svagare kan hålla. Dessa förhållanden har lett till att man först låter berget deformeras och först därefter sätter in förstärkningen. Detta förfarande medför att berget kommer att bära en så stor del av lasten som möjligt.

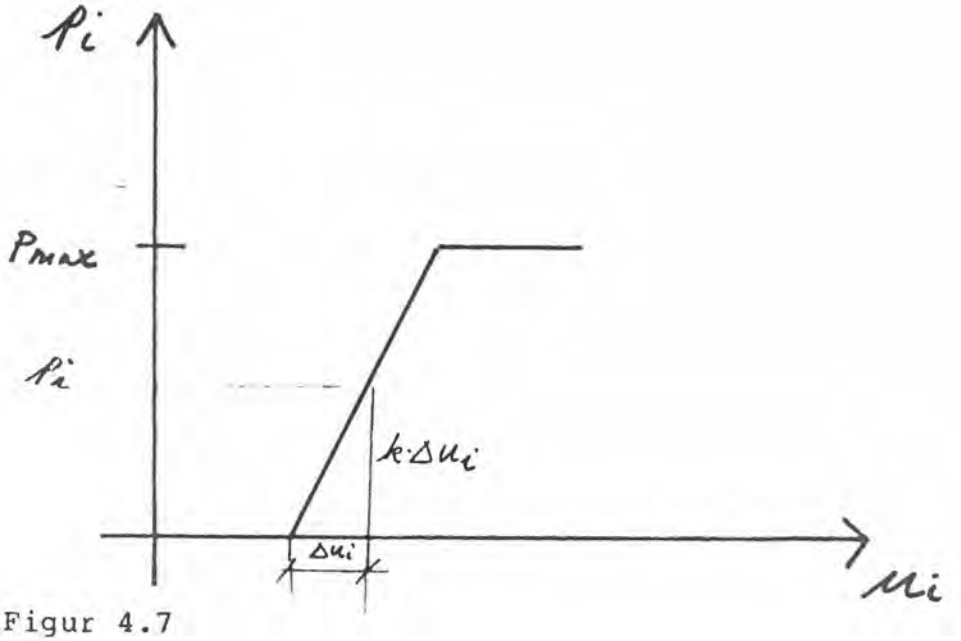
De uppkomna trycken och förskjutningarna åskådliggörs av skärningen mellan bergets responskurva och förstärkningens last-förskjutningssamband.

Förstärkningens responskurva kan karakteriseras av en styvhet k och brottlast p_{max} så att

$$p_i = k\Delta ui \qquad (12)$$

och $p_i \leq p_{max}$

Δu_i är den elastiska delen av den totala deformationen u_i, se figur 4.7.



Figur 4.7

För ett betong- eller sprutbetongvalv med tjockleken t kan styvheten k beräknas ur föjande ekvation

$$k = \frac{E}{r_i} \cdot \frac{r_i^2 - (r_i - t)^2}{(1+\nu)\left[(1-2\nu)\, r_i^2 + (r_i - t)^2\right]} \qquad (13a)$$

där tjockleken t är liten i förhållande till r_i kan ekvationen förenklas till

$$k \approx \frac{E \cdot t}{r_i^2} \qquad (13b)$$

Den maximala belastning innan brott uppkommer i valvet kan beräknas ur

$$p_{max} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left[1 - \frac{(r_i - t)^2}{r_i^2}\right] \qquad (14)$$

där σ_c är betongens tryckhållfasthet.

Armeringen har ej medräknats eftersom den ej påverkar styvheten nämnvärt.

Bärigheten påverkas främst av att brott som i oarmerad betong är sprött i den armerade betongen blir mer plastiskt. Vidare medför armeringen att eventuella dragspänningar, som ofta uppträder lokalt vid gaddar, kan upptagas.

För styvheten k_s hos en stålbågeförstärkning med blocking gäller följande:

$$\frac{1}{k_s \cdot r_i} = \frac{S \cdot r_i}{E_s \cdot A_s} + \frac{S \cdot r_i^3}{E_s \cdot J_s} \cdot \frac{\theta(\theta + \sin\theta\cos\theta)}{2\sin^2\theta} - 1 +$$

$$+ \frac{2 \cdot S \cdot \theta \cdot t_B}{E_B \cdot W^2} \qquad (15)$$

där

r_i = tunnelns radie

S = bågarnas c-avstånd

θ = halva vinkeln mellan blockingpunkterna mätt i radianer

W = flänsbredden

A_s = stålarean på bågarna

I_s = tröghetsmomentet på bågarna

E_s = stålets E-modul

t_B = blockingens tjocklek

E_B = blockingens E-modul

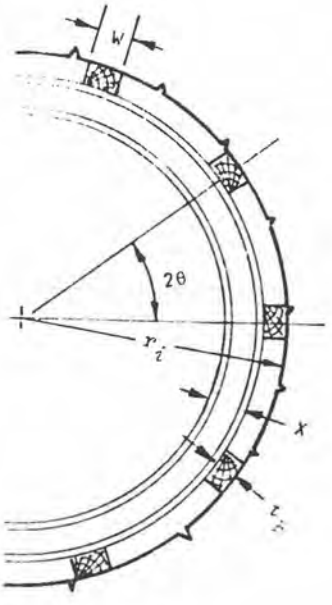
Beteckningarna framgår även av figur 4.8. Max förstärkningseffekten av en sådan stålbågeförstärkning kan bara bli

$$p_{max} = \frac{3A_s \cdot I_s \cdot \sigma_{su}}{2 \cdot S \cdot r_i \cdot \theta \left[3I_s + X \cdot A_s \left(r_i - (t_B + \frac{1}{2}X) \right) (1-\cos\theta) \right]} \quad (16)$$

där

σ_{su} = stålets sträckgräns hållfasthet

X = balkarnas höjd



Figur 4.8

Styvheten hos en förstärkning bestående av ej ingjutna bultar beror på bultarnas inbördes avstånd, S_c och S_1, bultarean, $\frac{\pi d^2}{4}$, och kan beräknas ur följande ekvation

$$k = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{E}{l} \cdot \frac{1}{S_c \cdot S_1} \cdot \frac{1}{\lambda} \qquad (17)$$

där λ är en empirisk korrektionsfaktor som beror på lokala rörelser i förankringszonen och under ankarplattan. Faktorn λ kan bestämmas ur utdragningsförsök och är normalt ca 2-4, se Hoek och Brown (1980).

Maxlast bestämmes av bultens lastupptagande förmåga T_b.

$$P_{max} = \frac{T_b}{S_c \cdot S_1} \leq \frac{\sigma_{su} \cdot \pi d^2}{S_c \cdot S_1 \cdot 4} \qquad (18)$$

4.4 Spänningar kring andra former på öppningar

Baserat på numeriska lösningar av de elastiska spänningsfälten kring olika typer av hålrum har Hoek och Brown (1980) uppställt följande samband

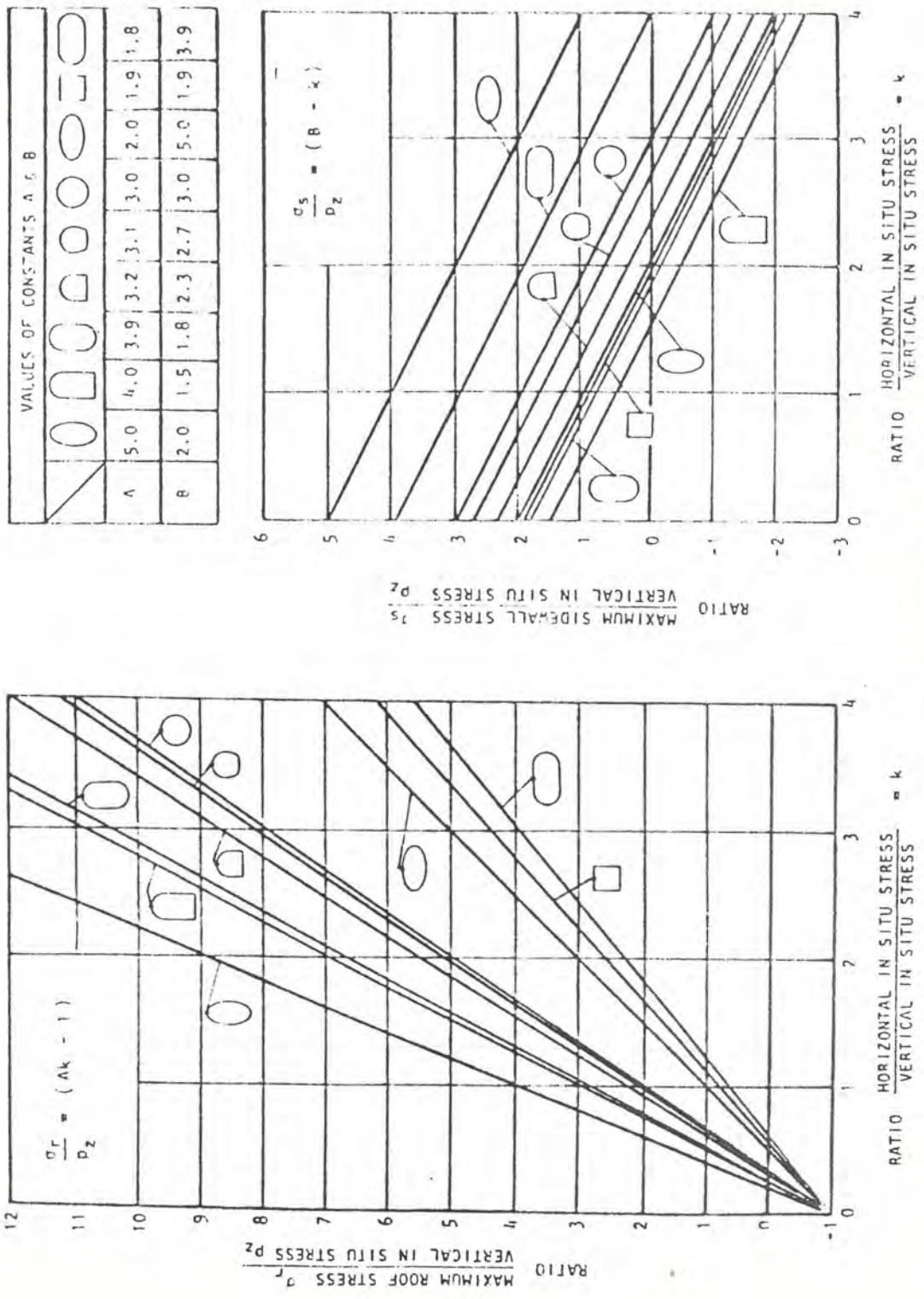
$$\sigma_r = P_z \ (Ak_o - 1)$$

$$\sigma_s = P_z \ (B - k_o)$$

där σ_r och σ_s är spänningen i hjässan resp i väggen och p_z är vertikala överlagringstrycket och K_o är vilotryckskoefficienten. A och B är konstanter och bestämmes ur fig 4.9.

Givetvis finns större tryck och dragspänningar i hörnen och i golvet. Dessa teoretiskt sett stora spänningskoncentrationer har visat sig ha ett mindre inflytande på öppningens stabilitet. Om dock överslagsberäkningar baserade på dessa formler visar att stabilitetsproblem kan föreligga kan en noggrannare beräkning med exempelvis finita elementmetoden vara befogad.

De redovisade lösningarna visar att spänningarna runt en öppning är beroende av dess dimensioner, dvs stabiliteten skulle vara densamma för en stor eller liten öppning. Men eftersom hållfastheten är volymsberoende samt påverkas av kvoten mellan blockstorleken och öppningens dimensioner är inte slutsatsen relevant speciellt inte för en öppning i en blockig bergmassa.



Influence of excavation shape and ratio of applied stresses upon maximum excavation boundary stress.

Figur 4.9 (E. Hoek and E.T. Brown, 1980)

REFERENSER
till avsnitt 4.1-4.4

BROCH, E., 1977. Punklasttesten og dens anvendelse i ingeniörgeologi, Geologiska Institutt, NTH, Trondheim.

BROWN, E.T., BRAY, J.W, LADANYI, B., HOECK, E., 1983. "Ground Response Curves for Rock Tunnels". Journal of Geotech. Eng. ASCE, Vol. 109, No. 1, Jan. 1983.

HOCH, E., BROWN, E., 1981. Underground Excavation in Rock. Inst of Mining and Metallurgy, London.

STILLE, H., 1983. Theoretical Aspects on the Difference between Prestressed Anchor Bolts and Grouted Bolts in Squeezing Rock, Proc Int. Symp. on Rock Bolting in Abisko (Preprint).

STILLE, H., FREDRIKSSON, A., GROTH, T., 1982. FEM-analys av bergmekaniska problem med JOBFEM, BeFo nr 307:1/82.

4.5 Empiriska metoder

4.5.1 Allmänt

Ett stort antal faktorer försvårar eller omöjliggör en analytisk beräkning av tunnel- och bergrumskonstruktioner. Bergmassans inhomogenitet på grund av sprickor, slag och växlande mineralsammansättning, dess anisotropi på grund av varierande hållfasthets- och deformationsegenskaper i olika riktningar samt svårigheten att fastställa de initiala spänningarna gör att varken belastningssituationen eller inverkan av laster och deformationer går att bestämma på ett entydigt sätt.

I huvudsak saknas alltså den teoretisk-fysikaliska grund som är nödvändig för att man skall kunna bygga upp en traditionell analytisk dimensioneringsmetod, som exempelvis för brokonstruktioner där såväl laster som materialegenskaper låter sig väl definieras.

Inom "bergbyggnadskonsten" har man därför till stor del fått lita till erfarenheter från tidigare utförda arbeten och successivt vidgat sina kunskaper genom att pröva sig fram i nya bergformationer, med ökande spännvidder eller nya förstärkningsmaterial och metoder.

För att systematisera denna ständigt växande mängd av erfarenheter och på så vis göra kunskapen mera gripbar och möjlig att sprida och tillämpa även för andra än ett fåtal specialister, har man sedan 1970-talets början utvecklat s k klassificeringssystem. Utöver en ren karaktärisering (ingenjör-geologisk beskrivning) och indelning av bergmassan i klasser innefattar dessa system rekommendationer om drivningssätt och förstärkningsinsatser.

Med hjälp av dessa klassificeringssystem kan man inordna ett aktuellt objekt i en samlad erfarenhet och få en uppfattning om vad som enligt "god ingenjörsmässig praxis" kan antas vara lämpliga drivningsmetoder och förstärkningar för att rimliga stabilitetsförhållanden skall uppnås.

Den "systematiserade erfarenhetsåterföring" som varje klassificeringssystem innebär, måste av naturliga skäl vara schematiserad i många avseenden. Den skall därför användas med omsorg och försiktighet och ses som ett bland flera hjälpmedel i dimensioneringsarbetet.

Varje klassificeringssystem bygger på en viss begränsad erfarenhet även om de moderna systemen har ett ansenligt antal "base records". Urvalet

av basfall speglar upphovsmannens egna erfarenheter och vilka objekt som varit tillgängliga för studium. Geografiska och språkliga barriärer spelar in. Det finns givetvis heller ingenting som säger att den praxis som sammanställningen återger motsvarar ett optimalt byggande. Rimligtvis är rekommendationerna konservativa och har sannolikt i de flesta fall betydande säkerhetsfaktorer inbyggda.

Till empiriska metoder kan också räknas tester av olika slag som utförs på prover i samband med förundersökningen. Det kan gälla borrkärnor, geofysiska undersökningar osv, men även studier i samband med drivning av en eventuell provtunnel.

Under själva byggandet noteras successivt erfarenheter av allehanda slag, från iakttagelser i samband med drivning och skrotning till mätresultat från deformationsmätningar. Även dessa observationer, mer eller mindre sofistikerade utgör element i en empirisk metod. En successiv anpassning av utförandet grundad på observationer under byggnadsskedet kan kallas för "observationsmetoden".

Den s k nya österrikiska metoden (NATM) är ett exempel på observationsmetoden; 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 har klarats med en måttlig mätningsinsats.

Traditionellt svenskt bergbyggande vilar också väsentligen på observationer, dock är rörelserna i berget 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.

4.5.2 Klassificering

De två i dag dominerande klassificeringssystemen utarbetades i början av 70-talet i stort sett samtidigt och oberoende av varandra. Den så kallade "Geomechanics Classification" utvecklades i Sydafrika av Z.T. Bieniawski (1973). Vid Norges Geotekniska Institut publicerade N Barton, J Lunde och R Lien (1974) "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Supports". Systemen kommer fortsättningsvis att kallas för Bieniawskis och Bartons system eller RMR-systemet (Rock Mass Rating) respektive Q-systemet efter de parametrar som systemen utmynnar i.I båda fallen betonar upphovsmännen systemens begränsningar

och förordar att man prövar och jämför utvärderingar enligt båda systemen. Dessutom rekommenderas komplettering med mätningar under byggandet.

Som bakgrund till de båda systematiskt och detaljerat uppbyggda systemen (vilka beskrivs senare) ligger ett antal tidigare arbeten. Några av dessa skall här kort beskrivas.

Terzaghi

Det klassiska arbetet på området är Terzaghis "Rock Defects and Loads on Tunnel Supports" från 1946 som ingår i Proctor & White "Rock Tunneling with Steel Supports".

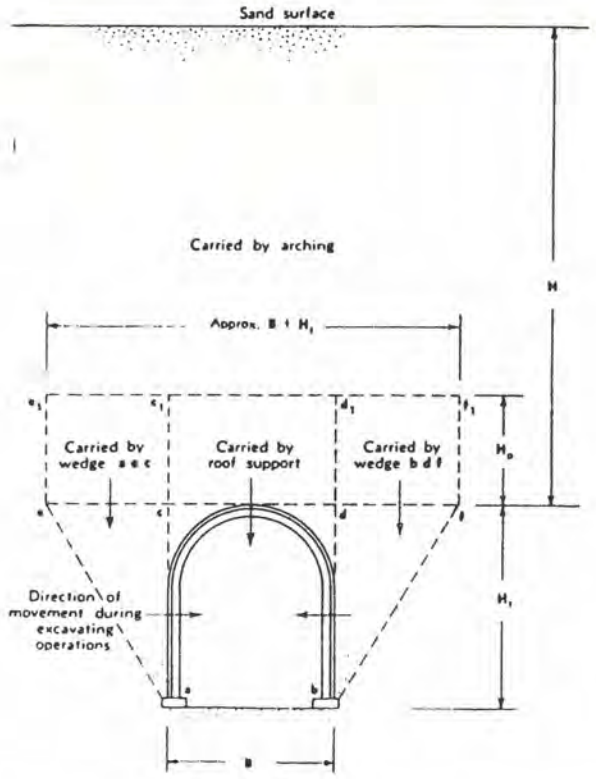
Terzaghis system innehåller nio "Rock Conditions" som var och en associeras med en viss lastfaktor (dimensionerande belastning på förstärkningen), se figur 4.10.

Terzaghis metod kan därmed sägas vara indirekt i motsats till metoder som ger förstärkningsdimensioner utan "omvägen" över en lastfaktor. I princip skulle det kunna vara en fördel att få en lastfaktor som kan användas för att dimensionera vilket förstärkningssystem som helst. Med kännedom om betydelsen av samverkan mellan berg och förstärkning förstår man dock att denna "fördel" är av mindre betydelse (jfr Bergets responskurva eller "Ground Reaction Curve" i kap 4.2).

De valda lastfaktorerna bygger på observationer av "overbreak, arching tests in sand and field measurements". De så kallade fältmätningarna är resultat av Bierbaumers iakttagelser (1913) av intryckningar i stödkonstruktioner av trä.

Eftersom bergets beteende är beroende av deformationskaraktäristiken hos förstärkningen är det viktigt att notera att en del av Terzaghis system är grundat på studier av deformationer hos trä men lika fullt är avsedd att vara vägledande för dimensionering av stålkonstruktioner (med "lagging" av trä) och att användbarheten vid förstärkningar av andra slag, som bult och sprutbetong, blir begränsad.

Det är emellertid viktigt att notera att Terzaghis metod helt har dominerat framför allt i amerikanskt byggande och fortfarande tillämpas på många håll. Då stålbågar kommer på tal är det värdefullt att ha kännedom om Terzaghis synsätt. Allmänt kan dock sägas att en tillämpning av detta ofta leder till en betydande överförstärkning.



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	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.

Figur 4.10

forts fig 4.10

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.

Deere-RQD

På 1960-talet införde D. Deere begreppet RQD (Rock Quality Designation), som kommit att få vidsträckt användning och bl a ingår i såväl Bartons som Bieniewskis system.

RQD innebär som bekant en värdering av hur stor del av en upptagen borrkärna som innehåller hela bitar större än 100 mm och anges i form av en procentsats. Deere föreslog en klassindelning enligt följande:

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

Deere försökte också ställa upp samband mellan RQD och en lastfaktor med sikte på stålbågeförstärkningar och gjorde därför jämförelser med Terzaghis rekommendationer. Senare (1969) publicerades en tabell med ganska ingående kommentarer och förslag till förstärkningsinsatser, där även bult och sprutbetong ingår, se figur 4.11. Med sina tämligen utförliga beskrivningar kan ett sådant schema vara till god hjälp för en första uppskattning av erforderlig förstärkning.

DEERE ET AL. RQD-SUPPORT RELATIONS (FROM DEERE ET AL., 1969)

GUIDELINES FOR SELECTION OF PRIMARY SUPPORT FOR 20-FT TO 40-FT TUNNELS IN ROCK

Rock Quality	Construction Method	Alternative Support Systems: Steel Sets — Rock Load (B = Tunnel Width)	Steel Sets — Weight of Sets	Steel Sets — Spacing[c]	Rock Bolts[a] (Conditional use in poor and very poor rock) — Spacing of Pattern Bolts	Rock Bolts[a] — Additional Requirements and Anchorage Limitations[a]	Shotcrete[b] (Conditional use in poor and very poor rock) — Total Thickness: Crown	Shotcrete[b] — Total Thickness: Sides	Shotcrete[b] — Additional Support[b]
Excellent[d] RQD > 90	Boring machine	(0.0 to 0.2)B	Light	None to occasional	None to occasional	Rare	None to occasional local application	None	None
	Drilling and blasting	(0.0 to 0.3)B	Light	None to occasional	None to occasional	Rare	None to occasional local application 2 to 3 in.	None	None
Good[d] RQD = 75 to 90	Boring machine	(0.0 to 0.4)B	Light	Occasional to 5 to 6 ft	Occasional to 5 to 6 ft	Occasional mesh and straps	Local application 2 to 3 in.	None	None
	Drilling and blasting	(0.3 to 0.6)B	Light	5 to 6 ft	5 to 6 ft	Occasional mesh or straps	Local application 2 to 3 in.	None	None
Fair RQD = 50 to 75	Boring machine	(0.4 to 1.0)B	Light to medium	5 to 6 ft	4 to 6 ft	Mesh and straps as required	2 to 4 in.	None	Provide for rock bolts
	Drilling and blasting	(0.6 to 1.3)B	Light to medium	4 to 5 ft	3 to 5 ft	Mesh and straps as required	4 in. or more	4 in. or more	Provide for rock bolts
Poor RQD = 25 to 50	Boring machine	(1.0 to 1.6)B	Medium circular	3 to 4 ft	3 to 5 ft	Anchorage may be hard to obtain. Considerable mesh and straps required.	4 to 6 in.	4 to 6 in.	Rock bolts as required (~4-6 ft cc.)
	Drilling and blasting	(1.3 to 2.0)B	Medium to heavy circular	2 to 4 ft	2 to 4 ft	Anchorage may be hard to obtain. Considerable mesh and straps required	6 in. or more	6 in. or more	Rock bolts as required (~4-6 ft cc.)
Very poor RQD < 25 Excluding squeezing and swelling ground)	Boring machine	(1.6 to 2.2)B	Medium to heavy circular	2 ft	2 to 4 ft	Anchorage may be impossible. 100 percent mesh and straps required.	6 in. or more on whole section		Medium sets as required
	Drilling and blasting	(2.0 to 2.8)B	Heavy circular	2 ft	3 ft	Anchorage may be impossible. 100 percent mesh and straps required.	6 in. or more on whole section		Medium to heavy sets as required
Very poor, squeezing or swelling ground	Both methods	up to 250 ft	Very heavy circular	2 ft	2 to 3 ft	Anchorage may be impossible. 100 percent mesh and straps required.	6 in. or more on whole section		Heavy sets as required

Note: Table reflects 1969 technology in the United States. Groundwater conditions and the details of jointing and weathering should be considered in conjunction with these guidelines particularly in the poorer quality rock.

[a] Bolt diameter = 1 in., length = ⅓ to ¼ tunnel width. It may be difficult or impossible to obtain anchorage with mechanically anchored rock bolts in poor and very poor rock. Grouted anchors may also be unsatisfactory in very wet tunnels.

[b] Because shotcrete experience is limited, only general guidelines are given for support in the poorer quality rock.

[c] Lagging requirements for steel sets will usually be minimal in excellent rock and will range from up to 25 percent in good rock to 100 percent in very poor rock.

[d] In good and excellent quality rock, the support requirement will in general be minimal but will be dependent on joint geometry, tunnel diameter, and relative orientations of joints and tunnel

Figur 4.11 (Begränsningar se följande sida)

forts figur 4.11

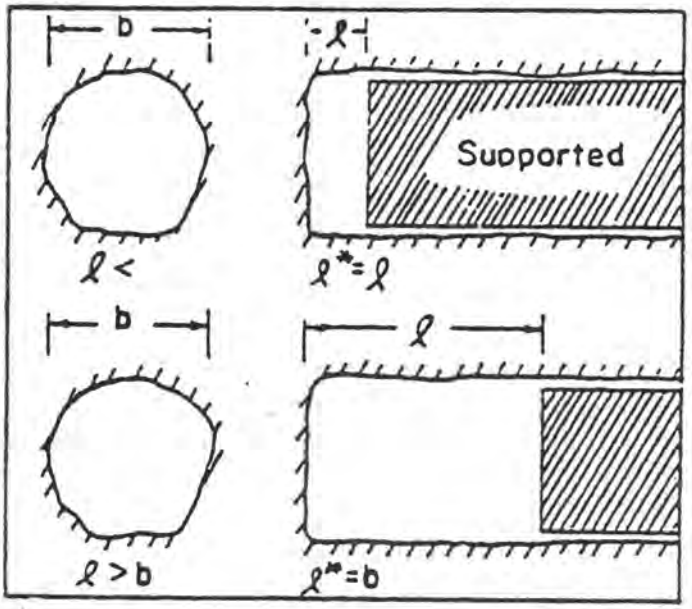
LIMITATIONS OF RQD SUPPORT RELATIONS
(AFTER DEERE ET AL., 1969)

The support recommendations listed in Table 3.5.3 are based on several simplifying assumptions, the most important of which are the following:

1. The RQD adequately describes the quality of the rock.
2. The support systems are installed as close to the face as possible; for steel sets and for rock bolts this would be about 2 to 4 ft., and for shotcrete essentially zero. Furthermore, it is assumed that the support systems are properly installed, i.e., lagging and blocking is tightly placed behind steel sets and rock bolts are properly tensioned.
3. The tunnel has a cross-section (either horse-shoe or circular) with the height approximately equal to the width.
4. The tunnel is approximately 20 to 40 ft. in width.
5. The natural stresses in the ground are low enough that stress concentrations around the periphery generally do not exceed the compressive strength of the rock.

Lauffer

Begreppet "stand-up-time" har kommit i allmänt bruk sedan Lauffer (1958) publicerade sitt diagram över samband mellan "Effective span" och Stand-up-time.[1] Effective span avser den kritiska spännvidden, jfr figur 4.12.



Figur 4.12 Exempel på kritisk spännvidd (l*)

De förstärkningsrekommendationer som har fogats till det ursprungliga diagrammet är resultatet av Lauffers studier av geologiska förhållanden och förstärkningstekniker vid Prutz-Imst vattenkrafttunnel, se figur 4.13.

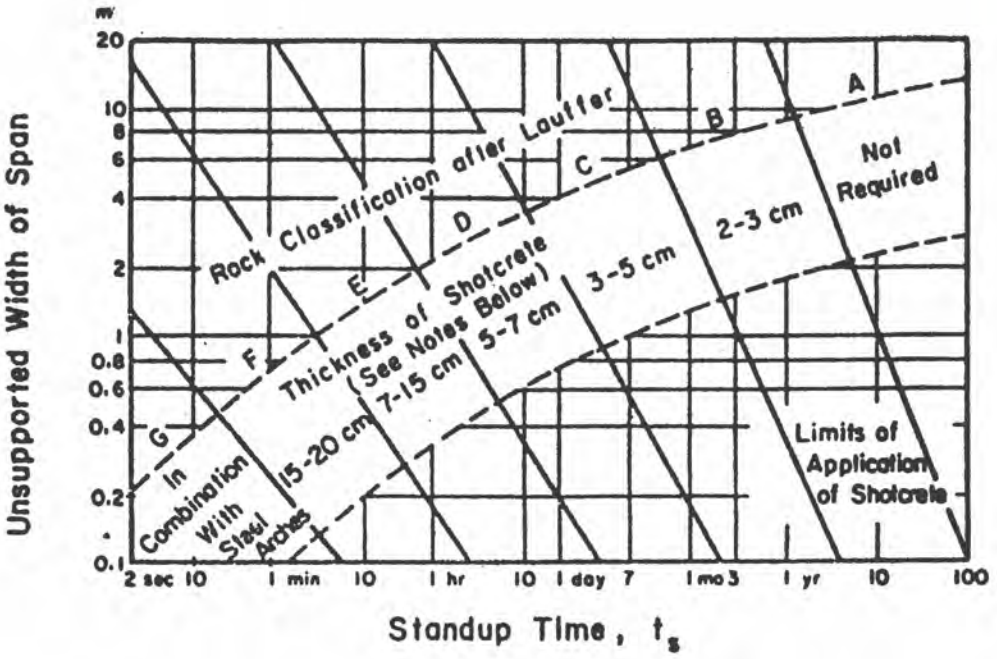
Lauffer gav också synpunkter på den principiella inverkan av olika orientering av tunneln i förhållande till sprickriktningar samt drivningssätt och förstärkningsteknik.

Stand-up-time har kommit att bli en given del av begreppsarsenalen för tunnelbyggande framför allt i lösare bergformationer där det är högst påtagligt att en tunnel rasar ihop om den inte förstärks inom viss tid.

Vid val av indrift, lämplig driftförstärkning m m är begreppet användbart främst för jämförande betraktelser.

---

1) Lauffer hänvisar till Terzaghi, Stini och Rabcewics när det gäller upphovet till begreppet stand-up-time.



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 0.7-1m 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 4.13 Modified Lauffer Classification after Linder (1963). (From Deere et al 1969).

Wickhams RSR-concept

Det första klassificeringssystem som innehöll en numerisk värdering och sammanvägning av olika egenskaper publicerades av Wickham (1972 och 1974).

Tre parametrar "betygsätts" enligt en särskild tabell:

A. General area geology
B. Joint pattern, tunnel direction
C. Ground water, joint condition.

Efter summering av de tre värdena, vilket ger RSR-värdet (Rock Structure Rating), får man RR (Rib Ratio) enligt en formel, vilket i sin tur anger hur stor andel stålbågeförstärkning som behövs i förhållande till ett referensvärde taget ur Terzaghis schema.

Wickhams databas är ett 50-tal tunnlar av vilka nästan alla är stålbågeförstärkta och dimensionerade utifrån Terzaghis konservativa metod. Således kan man räkna med att Wickhams system som regel också ger värden på säkra sidan med god marginal. Formler föreslås också för bultning och sprutbetong men underlaget är mycket begränsat och de kan endast betraktas som ansatser.

Bieniawski - Geomechanics Classification for Rock Mass Rating (RMR)

Bieniawskis system har successivt modifierats sedan det först presenterades 1973. Den senaste versionen gavs vid ISRM-Congressen i Montreux 1979. Bieniawski noterar att det ligger i sakens natur att klassificeringssystem, som bygger på en uppföljning av ett antal "case records" måste korrigeras vartefter nya erfarenheter strömmar till. Ändringarna är rimligen också föranledda av kritik som framförts i samband med ständigt pågående diskussioner om de generaliserade klassificeringssystemen och deras tillämpbarhet.

RMR-värdet utgörs av summan av de värden som givits åt sex huvudparametrar, se tabellen i figur 4.14, ruta A och B.

Därefter namnges olika RMR-intervall i form av "Rock Mass Classes": Very good rock, Good rock etc.

Varje klass associeras i form av "Meaning of Rock Mass Classes" med en bestämd stand-up-time för ett visst "unsupported span":

RMR	Class	Meaning
100-81 I	Very good rock	10 years for 15 m span
80-61 II	Good rock	6 months 8 m
60-41 III	Fair rock	1 week 5 m
40-21 IV	Poor rock	10 hours 1,5 m
< 20 V	Very poor rock	30 minutes 1 m

Därmed innebär systemet en kvantifiering av Lauffers diagram, se figur 4.15.

De införda texterna "No support required" och "Immediate collapse" verkar meningslösa och gör diagrammet svårtolkat. De har troligen lagts in på detta sätt av misstag. En rimlig tolkning är i stället att exempelvis längs "linje 50" står ett oförstärkt 30 fotsspann i drygt tre dygn och ett 6 fots i ca 10 dagar etc.

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.

Då det gäller att översätta RMR-värdet till en lämplig förstärkning har Bieniawski endast lämnat ett begränsat material. Några exempel för en tunnel med 10 m diameter ges i figur 4.16.

GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 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 discontinuities		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 -200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thick OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	None	< 10 litres/min	10-25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125		
		Ratio joint water pressure / major principal stress	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	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

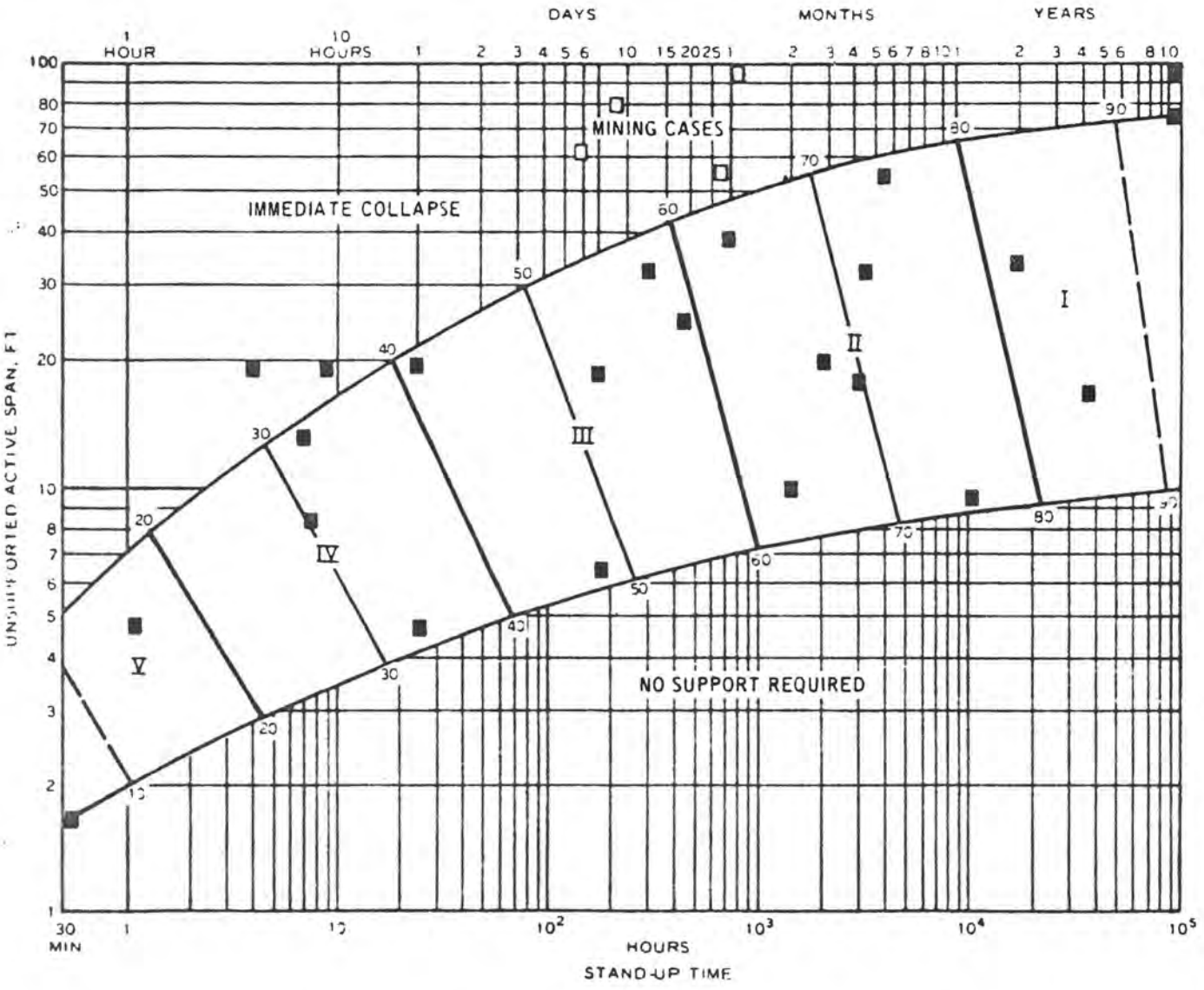
Class No	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2,5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

Table 2.

The Effect of Discontinuity Strike and Dip Orientations in Tunneling.

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



RELATION BETWEEN RMR AND STAND-UP TIME FOR UNSUPPORTED SPAN

Figur 4.15

Geomechanics Classification Guide for Excavation and Support in Rock Tunnels.

SHAPE: HORSESHOE; WIDTH: 10 m; VERTICAL STRESS: BELOW 25 MPa; CONSTRUCTION: DRILLING AND BLASTING

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rockbolts (20 mm dia., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
Very good rock I RMR: 81-100	Full face. 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR: 61-80	Full face. 1.0-1.5 m advance Complete support 20 m from face.	Locally bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None
Fair rock III RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5 - 3 m advance in top heading. Commence support after each blast Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 m - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50 - 100 mm in crown and 30 mm in sides.	None
Poor rock IV RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0 - 1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation-10 m from face.	Systematic bolts 4 - 5 m long, spaced 1 - 1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100 - 150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts. 0.5 - 1.5 m advance in top heading. Instal support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5 - 6 m long, spaced 1 - 1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150 - 200 mm in crown, 150 mm in sides and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-poling if required. Close invert.

Figur 4.16 Geomechanics classification, support-excavation recommendation, 1979 version (from Bieniawski, 1979).

Barton - Engineering Classification for the Design of Tunnel Support

Originalreferensen för Bartons klassificeringssystem är en artikel i Rock Mechanics 1974. Där framhålls att systemet utarbetats oberoende av Bieniawskis samtidigt pågående arbete. Utgångspunkten för Barton var diskussioner vid konferensen Large Underground Openings i Oslo 1969, då man konstaterade att man saknade en länk mellan ingenjörsgeologisk parameterbestämning och val av förstärkning, och att RQD-begreppet var otillräckligt för detta ändamål.

Forskargruppen Barton, Lien och Lunde utgick från ett stort antal noggrant beskrivna fall, främst ur en studie av Cecil, och prövade olika modifieringar av RQD-faktorn för att successivt nå en allt bättre korrelation med aktuell förstärkning. Det s k Q-värdet fick slutligen formen av en produkt av tre kvoter enligt följande:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \cdot \frac{Jr}{Ja} \cdot \frac{Jw}{SRF}$$

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

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

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

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

Värderingar av de olika parametrarna görs enligt utförliga tabeller med en hel del speciella kommentarer som man måste ta del av för att kunna göra en riktig värdering, se Tabell 4.4 (Table 1-3 med kommentarer).

Q-värdet utgör alltså ett "objektivt" mått på bergkvaliteten. Sättet att väga samman inverkande faktorer gör att Q får värden mellan 0,001 och 1000.

Området	0,001-0,01	anges som exceptionally poor
	0,01 -0,1	extremely poor
	0,1 -1	very poor
	1 -4	poor
	4 -10	fair
	10 -40	good
	40 -100	very good
	100 -400	extremely good
	400 -1000	excellently good

För att omsätta Q-värdet i en bedömning av erforderlig förstärkning krävs två korrigerande parametrar som är avhängiga av anläggningen i fråga, dels spännvidden, dels anläggningens slutliga funktion. Det senare speglar alltså de högre säkerhetskrav som ställs exempelvis på en tunnelbanetunnel jämfört med en avloppstunnel som sällan beträds av människor sedan den väl färdigställts. Modifieringen med hänsyn till funktionen görs med hjälp av en fiktiv spännvidd (equivalent dimension) som bestäms genom division av verklig spännvidd med ett tal ESR (Excavation Support Ratio), se tabell 4.5.

Därmed kan ett diagram ställas upp med Equivalent Dimension och Rock Mass Quality Q som axlar, figur 4.17. I diagrammet finns ett antal områden ("boxar"), som numrerats från 1-38 och som vart och ett motsvarar en viss förstärkningsinsats, utförligt beskriven i Tabell 4.6. Även denna tabell är försedd med ett antal anmärkningar som måste observeras för en korrekt värdering. Av diagrammet framgår också i vilka fall man klarar sig utan förstärkning.

Trots att Bartons uppföljning grundas på ett stort och mycket väldokumenterat material kan man invända att de utförda förstärkningarna endast utgör en samling exempel, där flertalet sannolikt kan anses motsvara normal ingenjörsgeologisk praxis vid tiden för utförandet, och att anläggningarna är så väl förstärkta att de ej kollapsat. Inget mått på verklig säkerhetsfaktor finns och man bör också betänka att val av förstärkning gjorts i avsaknad av klara dimensioneringsregler, vilket faktum ju var utgångspunkten för Bartons arbete. Som första uppskattning eller som en del i bedömningen av nödvändig förstärkning i ett aktuellt fall kan dock en Q-värdering vara väl värd att göra. Man hamnar sannolikt på säkra sidan. Dock rekommenderas ett noggrant studium av originalartikeln eller någon annan beskrivning av metoden. Där ingår som nämnts en hel del anmärkningar och kommentarer att ta hänsyn till vid sidan av huvudinstruktionen.

Vid avancerade bergkonstruktioner eller i en situation, då det är av stort ekonomiskt intresse att begränsa förstärkningsinsatsen till minsta möjliga, måste andra metoder till, exempelvis analytiska beräkningar och en noggrann uppföljning av byggandet med successiv anpassning av förstärkningen efter rådande förhållanden.

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

1.	ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)		
A.	Very poor	0— 25	Note:
B.	Poor	25— 50	(i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in Eq. (1)
C.	Fair	50— 75	
D.	Good	75— 90	
E.	Excellent	90—100	(ii) RQD intervals of 5, i. e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate
2.	JOINT SET NUMBER	(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	
G.	Three joint sets plus random	12	Note:
H.	Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15	(i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$
J.	Crushed rock, earthlike	20	(ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$
3.	JOINT ROUGHNESS NUMBER	(J_r)	
	(a) *Rock wall contact* and (b) *Rock wall contact before 10 cms shear*		
A.	Discontinuous joints	4	Note:
B.	Rough or irregular, undulating	3	(i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m
C.	Smooth, undulating	2	
D.	Slickensided, undulating	1.5	
E.	Rough or irregular, planar	1.5	
F.	Smooth, planar	1.0	(ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
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)		φ_r (approx.)	
	(a) *Rock wall contact*			
A.	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i. e. quartz or epidote	0.75	(-)	Note: (i) Values of $(\varphi)_r$ are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present
B.	Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	(25°—35°)	
C.	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25°—30°)	
D.	Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	(20°—25°)	

Tabell 4.4 (sid 1 av 5)
"Table 1-3 and comments for evaluation of Q-parameters"

forts tabell 4.4 (sid 2 av 5)

Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support

Table 2. Continued

F.	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°—16°)
	(b) *Rock wall contact before 10 cms shear*		
F.	Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25°—30°)
G.	Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, < 5 mm in thickness)	6.0	(16°—24°)
H.	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (Continuous, < 5 mm in thickness)	8.0	(12°—16°)
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°—12°)
	(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°—24°)
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°—24°)

	5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR	(J_w)	Approx. water pressure (kg/cm²)	
A.	Dry excavations or minor inflow, i. e. < 5 l/min. locally	1.0	< 1	Note:
B.	Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0—2.5	(i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed
C.	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5—10.0	(ii) Special problems caused by ice formation are not considered
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	

forts tabell 4.4 (sid 3 av 5)

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 $\leqq 50$ 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 $\leqq 50$ 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	(ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 \leqq \sigma_1/\sigma_3 \leqq 10$, 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
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*				(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)
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	

Notes on the Use of Tables 1, 2 and 3

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1, 2 and 3:

1. When borecore is unavailable, *RQD* can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre

forts tabell 4.4 (sid 4 av 5)

for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay-free rock masses (Palmström, 1974),

$$RQD = 115 - 3.3\,J_v \text{ (approx.)} \qquad (2)$$

where

J_v = total number of joints per m³
($RQD = 100$ for $J_v < 4.5$)

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistocity, slatey cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 1.

3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in a given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_r/J_a) is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of (J_r/J_a) should be used when evaluating Q from Eq. (1).

4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to *loosening loads* should be evaluated (Table 3, 6a). In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the *weakest link*, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength (Table 3, 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable to stability and is roughly accounted for as in note (ii), Table 3.

5. In general the compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the direction that is unfavourable for stability. This is especially important in the case of strongly anisotropic rocks. In addition, the test samples should be saturated if this condition is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

When the rock mass quality varies markedly from place to place it will obviously be desirable to map and classify these zones separately. In general the rock mass quality Q will be evaluated separately in two adjacent zones if it is considered that a change in support will be justified in practice. (A four-fold increase or reduction in Q, caused by a change in joint frequency, roughness or degree of alteration etc., will normally qualify for changed support). However, if the variable zones intersect the excavations for only a few metres, it will normally be most economical to map the overall quality, and estimate a compromise value of Q, for eventual design of compromise support. It is normally uneconomic to change support measures over very short tunnel lengths, and in any case the overall stability has to be assured.

forts tabell 4.4 (sid 5 av 5)

However, swelling and softening clay zones may often require individual sealing treatment, even if the affected discontinuities are quite narrow. The type of treatment will depend on the clay content, the access to water, and the quality of the wall rock (Selmer-Olsen, 1970). In some cases the latter may be sufficiently high and the zone sufficiently narrow (i. e. <20 cms for it to be left unsealed. This will also depend on the use to which the tunnel will be put. In general, individual classification and sealing treatment for swelling or softening clay zones should be supplemented with a compromise classification and support, so that the zones between the clay are adequately supported.

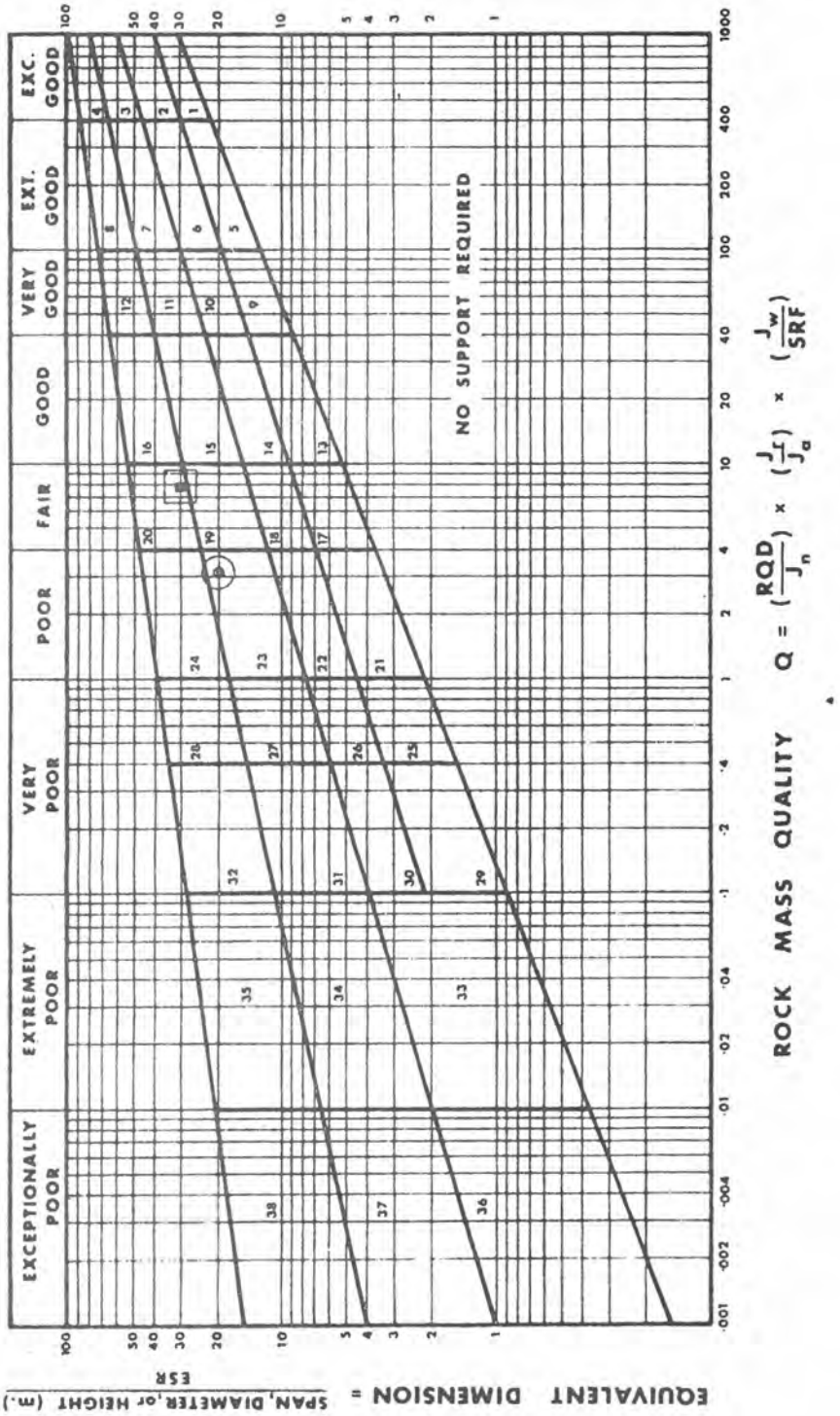
Cases sometimes arise where unfavourably dipping shear zones delineate exceptionally large unstable wedges requiring special support. This may take the form of specially dimensioned tensioned anchors positioned to allow for the variously orientated forces. A surge chamber wall at Churchill Falls (Benson et al., 1972) and a power house wall at Morrow Point (Brown et al., 1971) were both stabilized in this manner. In view of the special nature of such problems, no attempt should be made to relate the relevant rock mass quality Q to special-purpose support of this type.

A.	Temporära gruvutrymmen	ca 3-5 *
B.	Vertikala schakt: cirkulära	ca 2,5 *
	rektangulära	ca 2,0 *
C.	Permanenta gruvutrymmen, vattenkrafttunnlar (exkl högtryckstunnlar), pilottunnlar etc	1,6
D.	Underjordiska lager, reningsanläggningar, mindre betydande väg- och järnvägstunnlar, svallschakt, tillfartstunnlar etc	1,3
E.	Kraftstationer, väg- och järnvägstunnlar, skyddsrum, portaler etc	1,0
F.	Underjordiska kärnkraftanläggningar, järnvägsstationer, sportanläggningar, fabrikslokaler etc	ca 0,8 *

---

* Bedömningen av ESR för dessa fall är grundad på uppföljning av ett fåtal anläggningar.

Tabell 4.5.
ESR (Excavation Support Ratio) för olika typer av underjordsanläggningar.



Figur 4.17 (from N Barton, R Lien and J Lunde)

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good", and "Good" Quality (Q range: 1000—10)

Support category	Q	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_n	$SPAN/ESR$ (m)	P kg/cm² (approx.)	$SPAN/ESR$ (m)	Type of support	Note see p. 229
1*	1000—400	—	—	—	< 0.01	20—40	sb (utg)	—
2*	1000—400	—	—	—	< 0.01	30—60	sb (utg)	
3*	1000—400	—	—	—	< 0.01	46—80	sb (utg)	
4*	1000—400	—	—	—	< 0.01	65—100	sb (utg)	—
5*	400—100	—	—	—	0.05	12—30	sb (utg)	—
6*	400—100	—	—	—	0.05	19—45	sb (utg)	—
7*	400—100	—	—	—	0.05	30—65	sb (utg)	—
8*	400—100	—	—	—	0.05	48—88	sb (utg)	—
9	100—40	≧ 20	—	—	0.25	8.5—19	sb (utg)	—
		< 20	—	—			B (utg) 2.5—3 m	—
10	100—40	≧ 30	—	—	0.25	14—30	B (utg 2—3 m	—
		< 30	—	—			B (utg) 1.5—2 m + clm	—
11*	100—40	≧ 30	—	—	0.25	23—48	B (tg) 2—3 m	—
		< 30	—	—			B (tg) 1.5—2 m + clm	—
12*	100—40	≧ 30	—	—	0.25	40—72	B (tg) 2—3 m	—
		< 30	—	—			B (tg) 1.5—2 m + clm	—
13	40—10	≧ 10	≧ 1.5	—	0.5	5—14	sb (utg)	I
		≧ 10	< 1.5	—			B (utg) 1.5—2 m	I
		< 10	≧ 1.5	—			B (utg) 1.5—2 m	I
		< 10	< 1.5	—			B (utg) 1.5—2 m + S 2—3 cm	I
14	40—10	≧ 10	—	≧ 15	0.5	9—23	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, II
		< 10	—	≧ 15			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 5—10 cm	I, II
		—	—	< 15			B (utg) 1.5—2 m + clm	I, III
15	40—10	> 10	—	—	0.5	15—40	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, II, IV
		≦ 10	—	—			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 5—10 cm	I, II, IV
16* See note XII	40—10	> 15	—	—	0.5	30—65	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, V, VI
		≦ 15	—	—			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 10—15 cm	I, V, VI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is > 25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Key to Support Tables:

sb = spot bolting
B = systematic bolting
(utg) = untensioned, grouted

Tabell 4.6 (sid 1 av 5)

forts tabell 4.6 (sid 2 av 5)

Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support

Table 12. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" Quality (Q range: 10—1)

Support category	Q	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR	P Kg/cm² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
17	10—4	> 30	—	—	1.0	3.5—9	sb (utg)	I
		≧10, ≦30	—	—			B (utg) 1—1.5 m	I
		< 10	—	≧6 m			B (utg) 1—1.5 m +S 2—3 cm	I
		< 10	—	< 6 m			S 2—3 cm	I
18	10—4	> 5	—	≧10 m	1.0	7—15	B (tg) 1—1.5 m +clm	I, III
		> 5	—	< 10 m			B (utg) 1—1.5 m +clm	I
		≦5	—	≧10 m			B (tg) 1—1.5 m +S 2—3 cm	I, III
		≦5	—	< 10 m			B (utg) 1—1.5 m +S 2—3 cm	I
19	10—4	—	—	≧20 m	1.0	12—29	B (tg) 1—2 m +S (mr) 10—15 cm	I, II, IV
		—	—	< 20 m			B (tg) 1—1.5 m +S (mr) 5—10 cm	I, II
20* See note XII	10—4	—	—	≧35 m	1.0	24—52	B (tg) 1—2 m +S (mr) 20—25 cm	I, V, VI
		—	—	< 35 m			B (tg) 1—2 m +S (mr) 10—20 cm	I, II, IV
21	4—1	≧12.5	≦0.75	—	1.5	2.1—6.5	B (utg) 1 m +S 2—3 cm	I
		< 12.5	≦0.75	—			S 2.5—5 cm	I
		—	> 0.75	—			B (utg) 1 m	I
22	4—1	> 10, < 30	> 1.0	—	1.5	4.5—11.5	B (utg) 1 m + clm	I
		≦10	> 1.0	—			S 2.5—7.5 cm	I
		< 30	≧1.0	—			B (utg) 1 m +S (mr) 2.5—5 cm	I
		≧30	—	—			B (utg) 1m	I
23	4—1	—	—	≧15 m	1.5	8—24	B (tg) 1—1.5 m +S (mr) 10—15 cm	I, II, IV, VII
		—	—	< 15 m			B (utg) 1—1.5 m +S (mr) 5—10 m	I
24* See note XII	4—1	—	—	≧30 m	1.5	18—46	B (tg) 1—1.5 m +S (mr) 15—30 cm	I, V, VI
		—	—	< 30 m			B (tg) 1—1.5 m +S (mr) 10—15 cm	I, II, IV

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

(tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
S = shotcrete
(mr) = mesh reinforced
clm = chain link mesh
CCA = cast concrete arch
(sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Table 13. Support Measures for Rock Masses of "Very Poor" Quality (Q range: 1.0—0.1)

Support category	Q	Conditional factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR (m)	P kg/cm² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
25	1.0—0.4	> 10	> 0.5	—	2.25	1.5—4.2	B (utg) 1 m + mr or clm	I
		≦ 10	> 0.5	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
		—	≦ 0.5	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	1.0—0.4	—	—	—	2.25	3.2—7.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
		—	—	—			B (utg) 1 m + S 2.5—5 cm	I, IX
27	1.0—0.4	—	—	≧ 12 m	2.25	6—18	B (tg) 1 m + S (mr) 7.5—10 cm	I, IX
		—	—	< 12 m			B (utg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	I, IX
		—	—	> 12 m			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
		—	—	< 12 m			S (mr) 10—20 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
28* See note XII	1.0—0.4	—	—	≧ 30 m	2.25	15—38	B (tg) 1 m + S (mr) 30—40 cm	I, IV, V, IX
		—	—	≧ 20, < 30			B (tg) 1 m + S (mr) 20—30 cm	I, II, IV, IX
		—	—	< 20 m			B (gt) 1 m + S (mr) 15—20 cm	I, II, IX
		—	—	—			CCA (sr) 30—100 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

29*	0.4—0.1	> 5	> 0.25	—	3.0	1.0—3.1	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	—
		≦ 5	> 0.25	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
		—	≦ 0.25	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	0.4—0.1	≧ 5	—	—	3.0	2.2—6	B (tg) 1 m + S 2.5—5 cm	IX
		< 5	—	—			S (mr) 5—7.5 cm	IX
		—	—	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
31	0.4—0.1	> 4	—	—	3.0	4—14.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—12.5 cm	IX
		≦ 4, ≧ 1.5	—	—			S (mr) 7.5—25 cm	IX
		< 1.5	—	—			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 30—50 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
32 See note XII	0.4—0.1	—	—	≧ 20 m	3.0	11—34	B (tg) 1 m + S (mr) 40—60 cm	II, IV, IX, XI
		—	—	< 20 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—40 cm	III, IV, IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 40—120 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 14. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality
(Q range: 0.1—0.001)

Support category	Q	Conditional Factors RQD/J_n	J_r/J_a	SPAN/ESR (m)	P Kg/cm² (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
33*	0.1—0.01	≧2	—	—	6	1.0—3.9	B (tg) 1 m + S (mr) 2.5—5 cm	IX
		<2	—	—			S (mr) 5—10 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 7.5—15 cm	VIII, X
34	0.1—0.01	≧2	≧0.25	—	6	2.0—11	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	IX
		<2	≧0.25	—			S (mr) 7.5—15 cm	IX
		—	<0.25	—			S (mr) 15—25 cm	IX
		—	—	—			CCA (sr) 20—60 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
35	0.1—0.01	—	—	≧15 m	6	6.5—28	B (tg) 1 m + S (mr) 30—100 cm	II, IX, XI
See note XII		—	—	≧15 m			CCA (sr) 60—200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, II
		—	—	<15 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—75 cm	IX, XI, III
		—	—	<15 m			CCA (sr) 40—150 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, III
36*	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—2.0	S (mr) 10—20 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 10—20 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	VIII, X, XI
37	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—6.5	S (mr) 20—60 cm	IX
		—	—	—			S (mr) 20—60 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	VIII, X, XI
38	0.01—0.001	—	—	≧≧10 m	12	4.0—20	CCA (sr) 100—300 cm	IX
See note XIII		—	—	≦10 m			CCA (sr) 100—300 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, II, XI
		—	—	<10 m			S (mr) 70—200 cm	IX
		—	—	<10 m			S (mr) 70—200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, III, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

REFERENSER
till avsnitt 4.5

BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Springer, Vol 6, pp 189-236.

BIENIAWSKI, Z. T., 1979. The Geometchanics Classification in Rock Engineering Applications, Int Congr Rock Mech, Montreux.

HOEK, E., BROWN, E.T., 1980. Underground Excavations in Rock, Inst Mining and Metallurgy, London.

PROCTOR, R., WHITE, T., 1977. Rock Tunneling with Steel Supports. Intr by Karl Terzaghi, Commercial Shearing, Ohio.

STEINER, W., EINSTEIN, H., 1980. Improved Design of Tunnel Supports. Vol 5 - Empirical methods in rock tunneling - Review and recommendations. MIT Rep No UMTA-MA-06-0100-80-8, Cambridge, US.

4.6 Inverkan av jordbävningar på underjordsanläggningar

4.6.1 Bakgrund

Syftet med detta avsnitt är att presentera några grundläggande seismologiska begrepp samt att kortfattat beskriva hur dynamiska laster från jordbävningar kan beräknas vid dimensionering av underjordsanläggningar såsom tunnlar och bergrum.

4.6.2 Allmänna synpunkter

Vid statisk belastning dimensioneras ofta underjordsanläggningar enligt empiriska eller enkla teoretiska metoder. Detta beror delvis på svårigheterna att kvantitativt beskriva undergrundens geologiska egenskaper. I många fall erfordras endast begränsade förstärkningsåtgärder och bergmassan blir avgörande för underjordsanläggningens statiska och dynamiska egenskaper. Generellt kan sägas att alla åtgärder som är gynnsamma ur statisk synpunkt även ökar säkerheten vid dynamisk påverkan.

En genomgång av observerade skador i samband med jordbävningar visar att tunnelportaler är speciellt känsliga för dynamiska effekter. Det är därför angeläget att bergslänters stabilitet ovanför tunnelpåslaget och i närområdet ägnas uppmärksamhet.

Skador i tunnlar eller bergrum från jordbävningar kan vara av olika slag och delas upp i fyra kategorier:

- permanenta förskjutningar på grund av förkastningsrörelse
- böjning av tunnelns längdaxel
- förändring av tunnelns tvärsnitt
- blockutfall från tak eller väggar.

När det ej kan undvikas att en tunnel passerar potentiellt aktiva förkastningar bör detta beaktas vid projekteringen. Under gynnsamma förhållanden kan det vara tillräckligt att öka tunneldiametern längs förkastningszonen.

4.6.3 Grundläggande seismologiska begrepp

Jordytan består av ett antal stora plattor som förskjuts mot varandra med en hastighet av ungefär 5 till 10 cm per år, Figur 4.18



Figur 4.18 San Andreas-förkastningen vid Los Angeles. I vägskärningen syns gränsen mellan den Nordamerikanska och Stilla Havsplattan (i förgrunden)

Beroende på hur plattorna rör sig i förhållande mot varandra uppstår antingen tryck-, drag eller skjuvspänningar (normal, thrust eller strike-slip faults), figur 2.1.

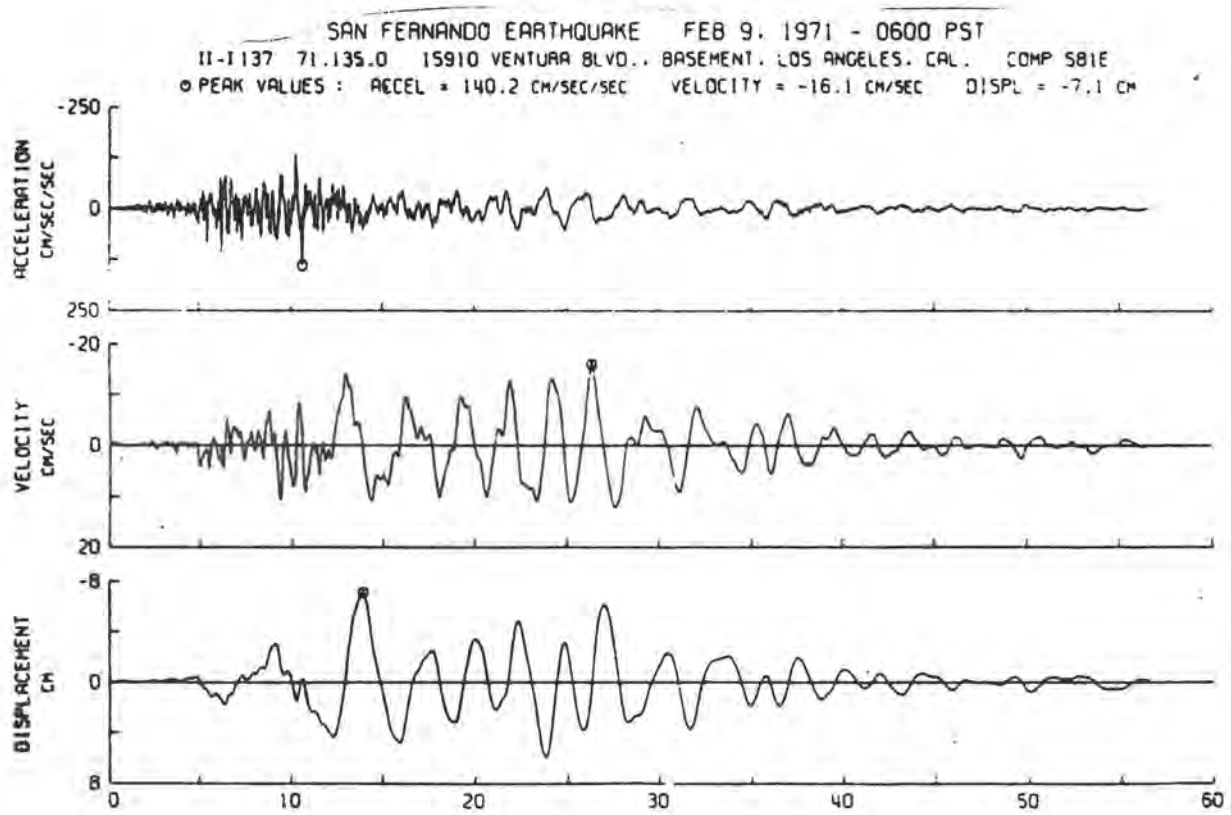
De flesta jordbävningarna uppstår längs dessa plattgränser.

En jordbävning kan registreras grafiskt eller med hjälp av elektroniska instrument och senare analyseras. Vid en **Fourrieranalys** studeras jordbävningens frekvensinnehåll och det komplicerade svängningsförloppet separeras i sinussvängningar som tillsammans representerar den aktuella jordbävningen. Resultatet redovisas i form av ett s k Fourrierspektrum, som åskådliggör frekvensinnehållet hos en jordbävning.

Ett **responsspektrum** visar inom vilket frekvensområde byggnadsverk påverkas starkast av en jordbävning. Med hjälp av datametoder beräknas hur det aktuella svängningsförloppet förstärks av konstruktionen. Den maximala svängningsamplituden avsätts mot

frekvens eller period, ofta i ett logaritmiskt diagram. Genom att sammanställa responsspektra från olika jordbävningar är det möjligt att ange dimensioneringsanvisningar och normer för olika länder.

Som exempel visas i Figur 4.19 svängningsförloppet (accelerationen) för 1971-års San Fernando jordbävning, registrerat ca 30 km från epicentrat, samt integrerade hastighets- och förskjutningsdiagram.

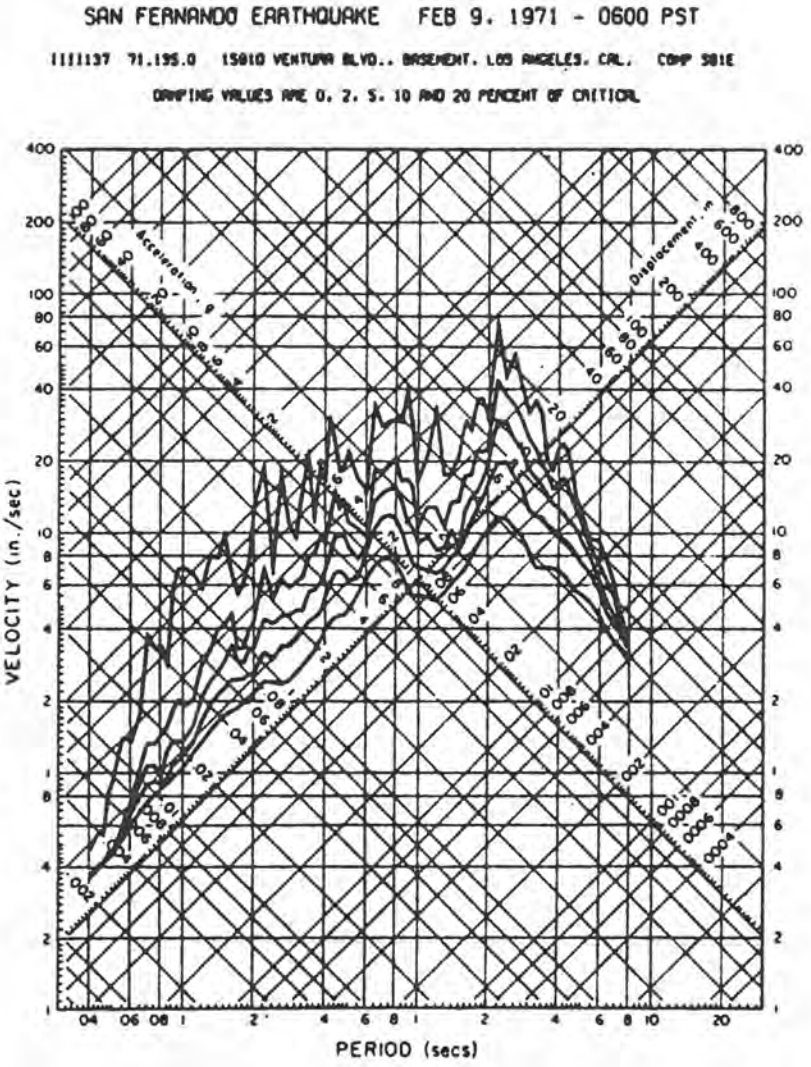


Figur 4.19 Accelerogram samt integrerat hastighets- och förskjutningsdiagram för 1971-års San Fernando jordbävning

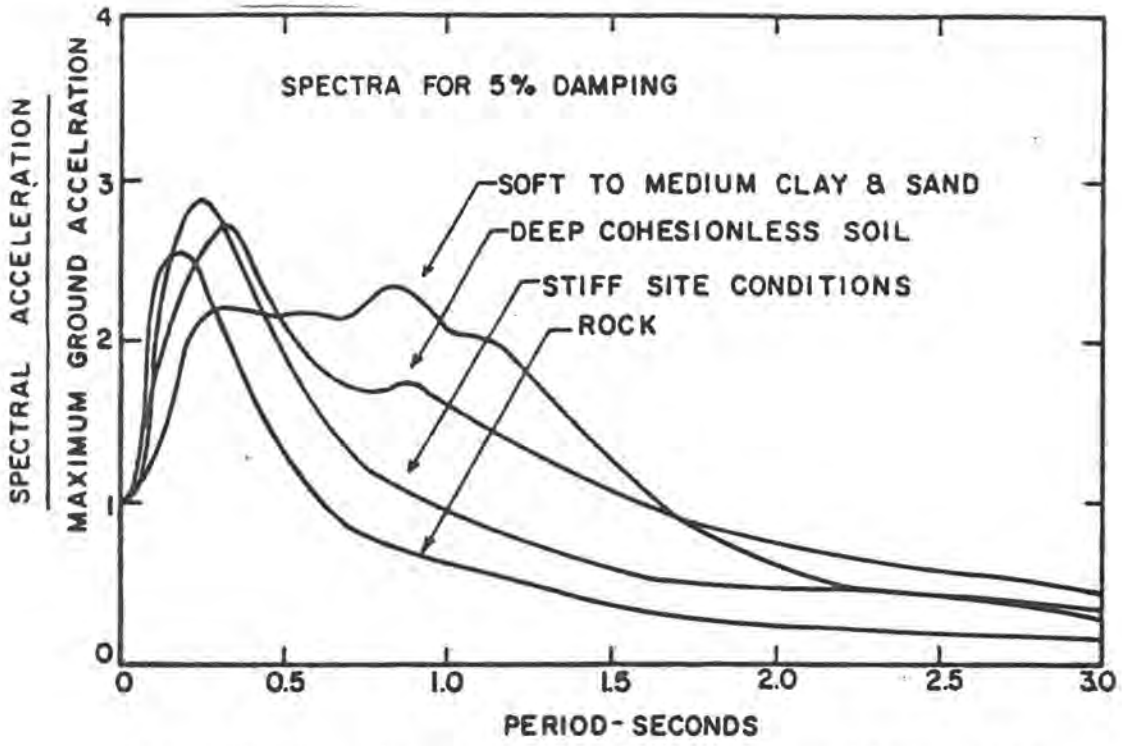
Figur 4.20 redovisar samma jordbävning i form av ett logaritmiskt responsspektrum för dämpningsvärden mellan 0 och 20 %. I stället för frekvens används ofta dess invers, period.

Beroende på undergrundens geologiska förutsättningar förändras jordbävningens frekvensinnehåll. I Figur 4.21 åskådliggörs typiska accelerationsresponsspektra för olika grundförhållanden. För att kunna jämföra olika jordbävningar har de olika spektrerna normaliserats. Medan svängnings-

energin i berg eller fasta jordlager huvudsakligen ligger omkring 2,5-5,0 Hz (0,20-0,40 perioder) minskar den dominerande frekvensen avsevärt när undergrunden utgörs av löst material (lera eller vattenmättad sand). Vid dessa jordar påverkas dessutom ett betydligt bredare frekvensområde.



Figur 4.20 Logaritmiskt responsspektrum av 1971-års San Fernando jordbävning, jfr figur 2.4. (Dämpning 0, 2, 5, 10 och 20 %)



Figur 4.21 Normerat linjärt accelerationsspektrum för olika grundförhållanden, Seed et al (1976)

I många länder med jordbävningsproblem finns seismiska normer eller riktlinjer som kan användas som dimensioneringsunderlag. För större byggnadsprojekt krävs dock i allmänhet särskilda seismologiska studier, som baseras på deterministiska och probabilistiska riskanalyser.

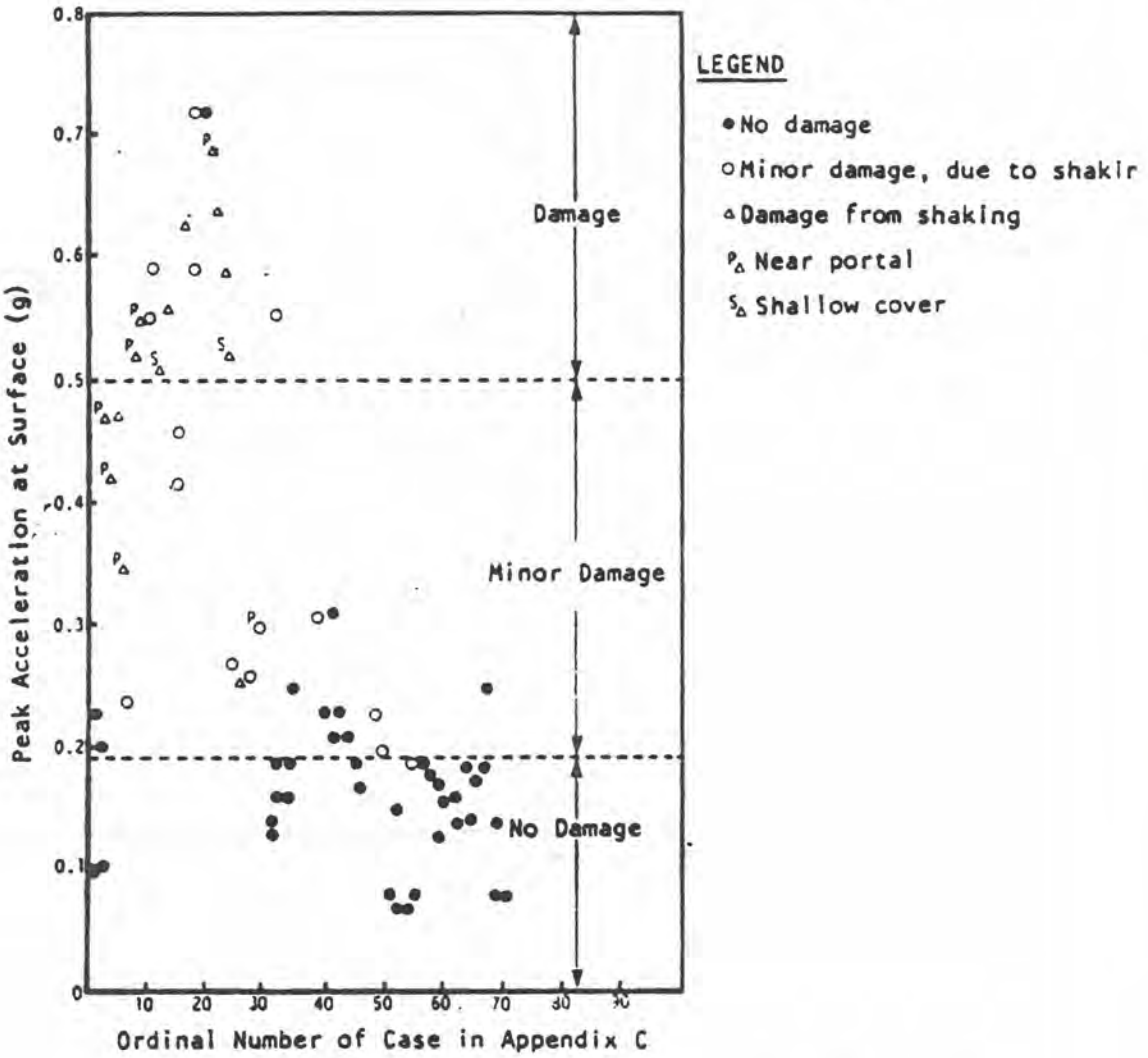
Vid en deterministisk riskanalys karteras potentiellt aktiva jordbävningsförkastningar inom en radie av några hundra kilometer. Förkastningarnas utsträckning och avståndet till platsen ligger till grund för valet av den dimensionerande jordbävningen.

Probabilistiska riskanalyser baseras på såväl historiska uppgifter som uppmätta jordbävningar med vars hjälp sannolikheten av framtida jordbävningar kan bedömas. Den dimensionerande jordbävningen väljs med hänsyn till de seismologiska förutsättningarna, konstruktionens livslängd samt konsekvenserna av eventuella skador.

4.6.4 Empiriskt bedömningsunderlag

En omfattande undersökning URS/I A Blume (1981) av 127 underjordsanläggningar som har blivit utsatta för jordbävningar visar att tunnlar i allmänhet påverkas avsevärt mindre än ytanläggningar. I de fall skador i tunnlar kunde observeras

utgjordes undergrunden antingen av lös jord eller dåligt berg. Skadorna var mera påtagliga på äldre konstruktioner samt vid höga statiska spänningar omkring tunnlarna. Dowding och Rozen (1978) korrelerade skadeverkan från jordbävningar på tunnlar med observerade accelerationsamplituder som uppmätts på markytan, Figur 4.22. Mindre skador inträffade när den maximala accelerationen på markytan översteg 0,2 g och betydande skador när accelerationen översteg 0,5 g. Dessa gränsvärden är betydligt högre än för anläggningar på markytan.



Figur 4.22 Samband mellan observerade skador på tunnlar och maximal acceleration på markytan, Dowding och Rozen (1978)

4.6.5 Seismiska dimensioneringskriterier

Underjordsanläggningar dimensioneras i allmänhet med hjälp av enkla semi-empiriska metoder. Med kännedom om de lokala geologiska förhållandena och områdets seismicitet kan spänningarna och deformationerna omkring ett bergrum beräknas.

I det första steget studeras huruvida bergförstärkningen påverkar spänningsfördelningen omkring bergrummet. Sedan undersöks risken för dynamiska förstärkningseffekter när en våg passerar kaviteten. Förskjutningarna kan approximativt beräknas med hjälp av en pseudo-statisk analys och de maximala spänningarna kan överslagsmässigt beräknas med stöd av dimensioneringsdiagram som har baserats på numeriska analyser.

Inverkan av bergförstärkning

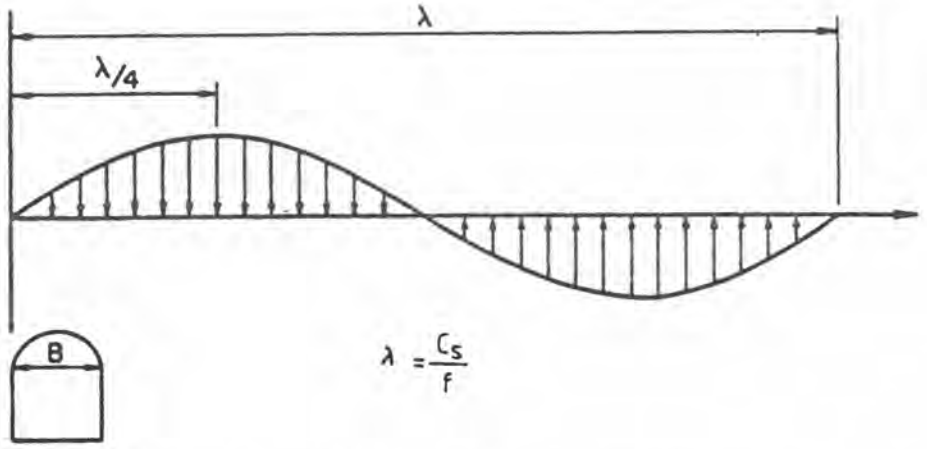
Den dynamiska samverkan mellan berget och förstärkningen kan uppskattas med ledning av flexibilitetskvoten F, Hendron och Fernandez (1983).

$$F = \frac{\frac{E}{1+\nu}}{\frac{6E_f \cdot \frac{1}{12} t^3}{(1+\nu_f^2)} \cdot \frac{1}{R^3}} \qquad (1)$$

där E och E_f är elasticitetsmoduler för berget respektive för förstärkningen, ν är Poisson's tal, R är bergrummets radie och t är förstärkningsskiktets tjocklek. När flexibilitetskvoten överstiger 20 anses bergförstärkningen vara flexibel och dess inverkan på kaviteten kan försummas. Omfattande undersökningar har visat att förstärkningselementets inverkan på den dynamiska responsen saknar praktisk betydelse i fast berg.

Dynamiska förstärkningseffekter

När en vågfront passerar en kavitet kan spänningarna förstärkas på grund av dynamiska effekter. Under ogynnsamma förhållanden kan till och med resonans uppstå. Vid en jordbävning utbreder sig energin huvudsakligen i form av skjuvvågor. Dynamiska förstärkningseffekter kan försummas när skjuvvågornas våglängd är minst 8 gånger större än kavitetens diameter, jfr Figur 4.23. I praktiken innehåller en jordbävning många frekvenser och frekvensfördelningen beror på de geologiska förutsättningarna, jfr Figur 4.21.



Figur 4.23 Förhållandet mellan våglängden och en kavitets bredd, B. Våglängden kan beräknas om skjuvvågshastigheten C_s och den dominerande frekvensen f_s är kända

Antag att ett bergrum i fast berg med en skjuvvågshastighet C_s = 2 000 m/s utsätts för en jordbävning med dominerande frekvens f = 10 Hz. Våglängden λ erhålls ur sambandet

$$\lambda = C_s/f \qquad (2)$$

I det aktuella fallet erhålls en våglängd av ca 200 m, som är betydligt längre än diametern för vanliga underjordsanläggningar i berg. Därför kan den dynamiska förstärkningseffekten i det aktuella fallet försummas. Våglängden sjunker i dåligt berg, där skjuvvågshastigheten kan vara lägre.

När spänningsgradienten längs kaviteten är liten kan problemet analyseras enligt pseudo-statiska metoder.

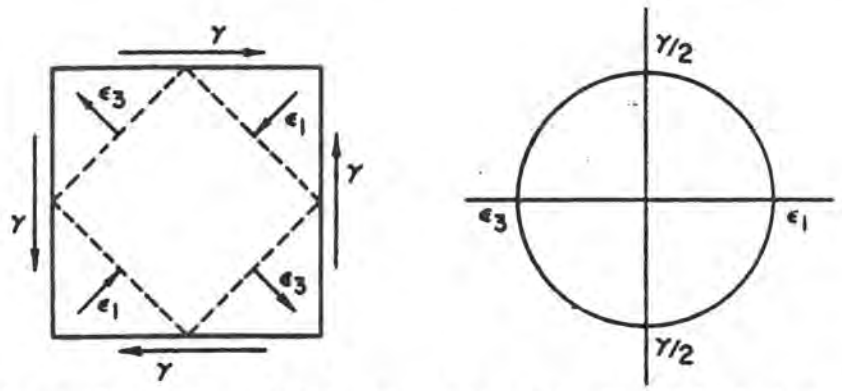
Pseudo-statisk analys

När en skjuvvåg passerar vinkelrätt mot en tunnel med cylindriskt tvärsnitt ändras det cirkulära tvärsnittet till en elips. Om dynamiska förstärkningseffekter försummas kan skjuvtöjningen beräknas enligt

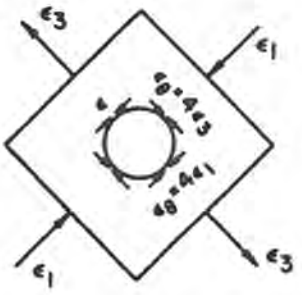
$$\gamma = V_m/C_s \qquad (3)$$

där V_m är den maximala partikelhastigheten och C_s är skjuvvågens utbredningshastighet. Figur 4.24 åskådliggör sambandet mellan tryck-, drag- och skjuvtöjningen omkring en kavitet. Det framgår att de maximala tryck- och dragtöjningarna uppstår

i 45° lutning mot planen av den maximala skjuvdeformationen, Figur 4.24a. Drag- och trycktöjningarna är dubbelt så stora som skjuvtöjningen. Ringtöjningen omkring en cirkulär öppning är fyra gånger större än den maximala tryck- och dragtöjningen, Figur 4.24b.



a) sambandet mellan normal- och skjuvtöjning ($\gamma = 2\varepsilon$)



b) töjningsfördelning omkring en kavitet ($\varepsilon_\theta = 2\gamma$)

Figur 4.24 Sambandet mellan elastiska deformationer omkring en cirkulär kavitet

Anta att den maximala förskjutningshastigheten i berg vid en jordbävning är V_m = 100 mm/s och att skjuvvågshastigheten är C_s = 2 000 m/s. I detta fall erhålls den maximala trycktöjningen ε, respektive skjuvtöjningen γ.

$$\varepsilon = 0{,}1/2\ 000 = 0{,}00005$$

$$\gamma = 0{,}0001$$

Dessa värden är i bra berg således små och kan vid konventionella förstärkningsåtgärder i allmänhet försummas.

En seismisk skjuvvåg som utbreder sig i tunnelns längdriktning kan förorsaka en krökning av tunnelaxeln. Den maximala krökningen k_m kan beräknas enligt

$$k_m = A_m/C_s^2 = 2 \P f V_m/C_s^2 \quad (4)$$

där A_m är den maximala partikelaccelerationen, C_s skjuvvågens utbredningshastighet och V_m den maximala partikelhastigheten. Den största longitudinella töjningen uppstår dock när skjuvvågen träffar i 45° vinkel mot tunnelns längdaxel. I detta fall kan den maximala longitudinella töjningen ε_m beräknas med hjälp av sambandet

$$\varepsilon_m = V_m/2\ C_s \quad (5)$$

där V_m är den maximala partikelhastigheten. Vid en jordbävning med en dominerande frekvens av f = 10 Hz och en maximal svängningshastighet av V_m = 100 mm/s erhålls den maximala krökningen k_m och den maximala longitudinella töjningen ε_m

$$k_m = 2 \cdot \P \cdot f\ V_m/C_s^2 = 2 \cdot \P \cdot 10 \cdot 0,1/2000^2$$

$$= 0,0000015$$

$$\varepsilon_m = 0,1/2\ 2000 = 0,000025$$

Båda dessa värden är i fast berg i praktiken försumbara. Problem kan uppstå när skjuvvågshastigheten minskar, t ex i svagt berg respektive jord, eller om svängningshastigheten ökar.

Om skjuvvågens våglängd är betydligt större än kavitetens diameter så rör sig kaviteten med vågfältets acceleration och lösa block utsätts därför för dynamiska krafter dF enligt

$$dF = W \cdot A_m/g \quad (6)$$

där A_m är den maximala partikelaccelerationen, g är jordaccelerationen och W det lösa blockets vikt. Om blocket är beläget i kavitetens tak så kan tilläggslasten konservativt uppskattas enligt Hendron och Fernandez (1983)

$$P_E = A_m/g \cdot n \cdot B \cdot \gamma \quad (7)$$

där parametern n är en funktion av bergets kvalitet som varierar mellan 0,1-0,3, B är kavitetens takvidd och γ bergets densitet.

Beräkning av dynamiska spänningar

Ovan redovisade beräkningar försummar dynamiska effekter. För detaljerade dynamiska analyser erfordras avancerade beräkningsmetoder, t ex Finita Element program.

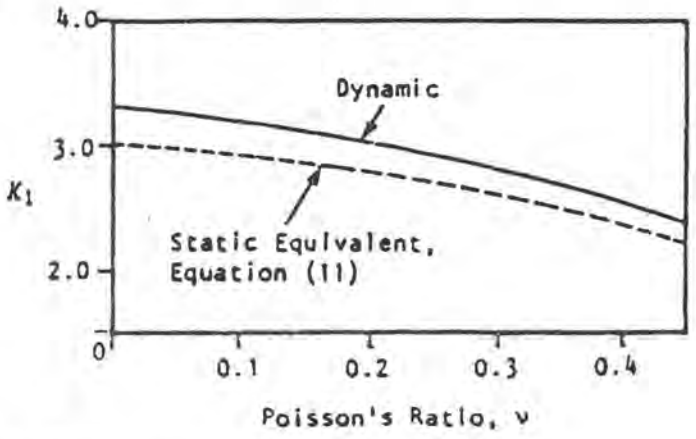
Maximala dynamiska och statiska tryck- och skjuvspänningar omkring en cirkulär kavitet kan dock överslagsmässigt beräknas enligt Mow och Pao (1971). Den maximala normalspänningen σ_m kan beräknas enligt

$$\sigma_m = \pm K_1 \, C_p \, V_m \, \rho \qquad (8)$$

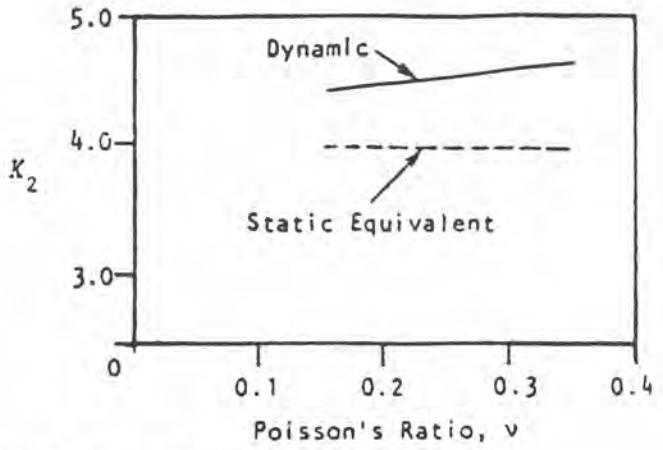
där K_1 är en dynamisk spänningskoncentrationsfaktor för kompressions (P-)vågor, C_p är kompressionsvågens utbredningshastighet och V_m är den maximala partikelhastigheten i kompressionsvågens utbredningsriktning. På liknande sätt kan den maximala skjuvspänningen τ_m beräknas enligt

$$\tau_m = \pm K_2 \, C_s \, V_{nm} \, \rho \qquad (9)$$

där K_2 är den dynamiska spänningskoncentrationsfaktorn för skjuvvågor, C_s är skjuvvågens utbredningshastighet och V_{nm} är den maximala partikelhastigheten vinkelrätt mot vågens utbredningsriktning. Spänningskoncentrationsfaktorerna redovisas i Figur 4.25 som funktion av Poisson's tal ν.



a) Kompressionsvågor



b) Skjuvvågor

Figur 4.25 Dynamiska och statiska spänningskoncentrationsfaktorer enligt Mow och Pao (1975)

Trots den snabba utvecklingen av avancerade numeriska analysmetoder för statiska och dynamiska problem saknas fortfarande i många fall realistiska ingångsparametrar om jord och bergs statiska och dynamiska egenskaper.

Vid antagandet av förenklade förutsättningar (homogent elastiskt material) är det möjligt att studera olika parameters relativa betydelse samt att beräkna storleksordningen av dynamiska laster och resulterande deformationer. Under senare tid har omfattande forskning på området resulterat i en bättre förståelse av jordbävningars inverkan på underjordsanläggningar. Dessa kunskaper i kombination med erfarenheter från utförda projekt möjliggör att underjordsanläggningar i seismiska områden i dag kan göras på ett ekonomiskt och tekniskt tillfredsställande sätt.

REFERENSER
till avsnitt 4.6

DOWDING, C.H., and ROZEN, A., 1978. Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No GT2, pp. 178-179.

HENDRON, A.I., and FERNANDEZ, G., 1983. Dynamic and Static Design Considerations for Underground Chambos. Proceedings, ASCE Symposium, May 16-20, 1983. Philadelphia, pp. 157-197.

MOW, C.C., and PAO, Y.H., 1971. The Diffration of Elastic Waves and Dynamic Stress Concentrations. R-482-PR, Report U.S. Air Force Project Land, pp. 310.

PRESS, F., and SIEVER, R., 1974. Earth. W.H. Freeman and Company, San Francisco.

SEED, H.B., UÇAS, C., and LYSMER, J., 1976. Site Dependent Spectra for Earthquake- Resistant Design. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, No. pp. 221-244.

URS/JOHN A BLUME AND ASSOCIATES 1981. Earthquake Engineering of Large Underground Structures. National Science Foundation, N TIS P B81-247, 918, p 280.

4.7 Instrumenteringsteknik

4.7.1 Allmänt

I Sverige där större bergrum och tunnlar huvudsakligen byggts i gott berg (granitiskt berg och fjällkedjans metamorfa sedimentbergarter) har behovet av instrumentering varit litet. Mätningar av spänningar och deformationer har främst utförts i gruvor där bergtrycken på större djup får inverkan på orternas stabilitet. Utvecklingsarbete för att möjliggöra spänningsmätningar i djupa borrhål har under en längre tid även utförts vid Vattenfalls anläggningar.

Internationellt är bilden en helt annan då berggrunden inom större delen av i-länderna, där det mesta avancerade bergbyggandet förekommit, är sedimentär. När spännvidden hos tunnlar och bergrum ökar i denna typ av berg närmar sig spänningarna kring anläggningarna den gräns där stabiliteten hos tak och väggar äventyras. I den starkt kuperade terrängen i centrala Europa har stora problem uppstått på grund av bergtrycken i väg- och järnvägstunnlar inom partier med stor bergtäckning. Instrumentering ingår här som ett naturligt verktyg vid planering, drivning och förstärkning av bergrum och tunnlar. Speciellt användandet av den s k nya österrikiska metoden, som går ut på att tillåta en viss deformation innan förstärkningåtgärderna sätts in, har medverkat till ett ökat användande av mätningar.

Observationer och mätningar ger värdefull information bl a för

- utvärdering av tunnelstabiliteten och bestämning av erforderliga förändringar i drivningsmetodiken för att bibehålla stabiliteten.
- utvärdering av design och förändringar i design för framtida avsnitt i projektet
- bestämning av orsaker, storlek och fördelning av rörelser i berget och deras påverkan på intilliggande anläggningar samt underlag för dimensionering av speciella förstärkningsåtgärder för att förhindra skador på sådana anläggningar.

Uppläggning och genomförande av observationssystem har behandlats av bl a Terzaghi och Peck, den senare har angett följande steg för genomförandet.

1. Undersökningar genomförs så att en bild av de geologiska förhållandena och avlagringarnas tekniska egenskaper erhålls.

2. En uppskattning görs för att fastställa de mest troliga förhållandena samt de mest ogynnsamma avvikelserna från dessa förhållanden som kan tänkas. Vid dessa bedömningar spelar ofta geologin en stor roll.

3. Fastställande av en design baserad på en arbetshypotes förutsättande de mest troliga förhållandena.

4. Parametrar att observera under drivningsskedet väljs ut och en bedömning av de värden som är att vänta om arbetshypotesen håller görs.

5. De värden som skulle erhållas om de sämsta tänkbara förhållandena skulle råda beräknas.

6. Fastställande av ett handlingsprogram för genomförandet av ändringar i drivningsmetodik och design då observerade data markant avviker från de data som borde erhållits om arbetshypotesen skulle gälla.

7. Mätning av de utvalda parametrarna och utvärdering av uppmätta värden.

8. Modifiering av drivningsmetodik och design för att passa de verkliga förhållandena.

Ett rätt uppgjort observations/instrumenteringsprogram måste vara knutet till parametrar av stor betydelse för drivning och design. Resultaten bör kunna korreleras med geologin och olika steg i byggandet så att deras betydelse kan utvärderas successivt. Resultaten måste vara tillgängliga i tid så att löpande beslut kan fattas rörande förstärkningsinsatser för att säkerställa stabiliteten.

En förutsättning för en lyckad instrumentering är att instrumenten är så lätta att installera att erforderliga mätvärden erhålls i tid, helst skall instrumenten vara så enkla att fältpersonalen kan rätta till uppträdande fel. För att säkerställa att viktig information inte går förlorad vid utslagning av mätare bör dubbla system användas i viktiga avsnitt.

4.7.2 Instrumenteringens utformning

En noggrann genomgång av design, geologi och tunneldrivningsmetod gör det i allmänhet möjligt att lokalisera kritiska partier eller tidsperioder vid drivningen. Sådana kritiska partier kan vara påslagen, korsningspunkter med andra tunnlar eller stigorter, avsnitt där typ av geologisk formation växlar, partier där känsliga anläggningar finns på ytan över tunneln. Ofta är det möjligt att lokalisera ett så stort antal kritiska partier att en instrumentering av alla dessa skulle bli för dyr.

Det är ofta lämpligt att välja ut en testsektion som är så representativ för hela projektet som möjligt och instrumentera denna så fullständigt att inverkan av design och byggnadsmetod kan bestämmas.

Testsektionsförfarandet har vissa avigsidor, bl a är den instrumenterade längden vanligen kort (30-50 m) och tunnelfronten passerar detta parti relativt snabbt. Ett flertal personer erfordras för avläsning av de installerade instrumenten under såväl dag- som nattskift. Det är viktigt att bearbetningen av den ofta mycket stora mängden data påbörjas genast efter insamlandet.

Vid val av testsektion bör följande beaktas.

1. Ett tunnelavsnitt med enkla men i huvudsak typiska geologiska förhållanden bör väljas.

2. Områden som påverkas av angränsande avvikande partier skall undvikas.

3. Design och drivningsförfarande skall vara typiska. Trots att man vill ha informationen på ett tidigt stadium bör sektioner nära påslagen undvikas då vissa barnsjukdomar kan behäfta drivningen.

4. Det instrumenterade partiet bör vara lättillgängligt för installation och avläsning av instrument.

Flera synpunkter kan läggas på installationen bl a är en viktig fråga om instrumenten skall installeras från tunneln eller från markytan. Gynnsammast kan vara en kombination där instrumentering både sker från markytan och nere i tunneln. Fördelarna med installation från markytan är:

- installationen blir i allmänhet säkrare och är lättare att utföra jämfört med installation från en ofta trång tunnel

- instrumenten kan installeras och testas innan mätvärdena erfordras. Felaktigheter kan rättas till före mätperioden och inte när aktiviteten i tunneln är som störst

- genom den tidiga installationen erhålls den fullständiga bilden av hur tunneln påvekar bergmassan. Med en installation från fronten registreras endast effekter som uppkommit sedan tunnelfronten passerat

- tillgängligheten för att läsa av instrumenten är säkrare, enklare och billigare. Arbetet i tunneln störs inte av avläsningarna

- instrument som skall installeras nere i tunneln måste i allmänhet vara betydligt stabilare än instrument som sätts ned från markytan.

Nackdelarna med installation från markytan är:

- placering av instrumenten väljs på basis av antaganden beträffande de geologiska förhållandena

- borrningskostnaderna är vanligen betydligt högre, vid tunnlar på större djup i allmänhet orealistiska. Det bör dock observeras att instrumenteringskostnaderna vid installation från tunneln kan bli höga då entreprenörens arbete störs

- byggnader och trafik kan förhindra att instrumenten placeras på de lämpligaste ställena.

De flesta av de ovan nämnda punkterna kan sägas gälla installation av instrument som mäter deformationer (extensometrar och inklinometrar) och grundvattenförhållanden (piezometrar). Om nedsättning från ytan inte är möjlig bör installation från sänken eller pilot-tunnlar övervägas. För instrument som skall utnyttjas för att mäta laster eller spänningar i tunnelväggarna föreslås, i de fall prefabricerad inklädnad används, att instrumenten byggs in i elementen innan de sätts in i tunneln. I annat fall bör tåliga instrument som går fort att installera användas.

4.7.3 Kostnader för instrumentering

När instrumenteringsprogrammet börjar ta form utförs en preliminär kostnadsuppskattning. I Tabell 4.7 visas hur kostnaderna vanligen fördelar sig på olika punkter i programmet.

Tabell 4.7

Procent av totala instrumenteringskostnaden

Utarbetande av mätprogram	1 - 5
Instrument - givare, kablar, verktyg, skyddsutrustning	10 - 20
Installation	25 - 50
Underhåll och kalibrering	2 - 5
Mätningar	20 - 30
Databearbetning och tolkning	20 - 40

Totala kostnaden för ett instrumenteringsprogram kan ligga mellan 0,25 % av byggnadskostnaden för enkla rutinprogram och 3 % för mera omfattande program.

Antalet personer som erfordras för avläsning och utvärdering varierar givetvis med mängden instrument. Ett litet program kräver dock normalt en ingenjör på heltid för kontroll och utvärdering. Vidare erfordras en eller två fälttekniker på heltid för inspektion och installation av instrument samt för skötsel och avläsning av dessa. En ritare kan bli erforderlig på deltid för att hålla diagram och tabeller aktuella.

4.7.4 Mätningsfrekvens

Vid utvärderingen av data är det angeläget att omedelbart kunna fastställa om onormala värden beror på felaktigheter hos ett instrument eller om en farlig situation som kräver omedelbara åtgärder håller på att utvecklas. Snabbhet är viktig vid tunnelobservationer eftersom stora rörelser och instabilitet kan utvecklas mycket snabbt. Teknikern som läser av instrumenten skall omedelbart jämföra avläsningen med den närmast föregående för att fastställa om någon betydande förändring skett och om avläsningen passar in i det mönster som har förutsatts. Denna första tolkning bör göras direkt i samband med avläsningen dock aldrig senare än 1 timme efter denna.

Hur ofta instrumenten skall läsas av hänger samman med hur snabbt tunnel- eller bergrumsarbetet drivs, trenden i avläsningsdata och de problem som förväntas.

En typisk uppläggning av avläsningsprogrammet är följande:

1. Omedelbart efter det att instrumenten installerats bör avläsningar ske dagligen för att fastställa
   a) om instrumenten fungerar
   b) när förhållandena stabiliserats efter störningen i samband med installationen.

Dessa initiella avläsningar visar också om några variationer i de mätta storheterna sker innan byggandet påbörjas.

2. När det är klarlagt att instrumenten fungerar eller en trend är väl definierad kan frekvensen i avläsningarna minskas till en gång i veckan eller en gång i månaden.

3. När byggnadsarbetena kommit i ett sådant läge att de kan påverka instrumenteringen, t ex när grundvattenavsänkning påbörjas eller när tunnelfronten ligger ca 100 m från det instrumenterade partiet, skall frekvensen i avläsningarna ökas och knyts nu till de olika stegen i byggnadsprocessen. Vanligen görs avläsningar före och efter varje salva och möjligen i mellantiden också om trenden visar på instabila förhållanden. Denna frekvens hålls tills tunnelfronten passerat det instrumenterade partiet med ca 30 m och avtrappas sedan successivt till avläsningar en gång i månaden eller med ännu lägre frekvens.

4.7.5 Krav på personal

Ett framgångsrikt genomfört instrumenteringsprogram kräver pålitlighet, uthållighet och hög grad av motivation hos mätpersonalen.

Alla mätprogram stora som små bör vara under heltidsbevakning av en erfaren geotekniker (bergmekaniker). På större projekt med omfattande observationsprogram kan geoteknikern ha ett antal ingenjörer, en geolog och tekniker under sig. På mindre projekt är geoteknikern ensam eller har bara en tekniker under sig. Geoteknikern skall knytas till projektet på ett tidigt stadium så att han är medveten om bakgrunden till utform-

ningen. Resultaten från ett mätprogram kan indikera att omfattande ändringar i utformningen av anläggningen kan erfordras men också visa att små ändringar kan ge värdefulla vinster. Den ansvarige för observationerna måste kunna koordinera dessa frågor med entreprenören och konstruktören.

Kraven som bör uppfyllas av teknikerna är händighet, viss beräkningsfärdighet, byggerfarenhet och säkerhetsmedvetande. Det är viktigt att teknikerna har klart för sig vilka frågor observationerna skall ge svar på och varför.

4.7.6 Instrumentering av bergrum och tunnlar

Vid utvärderingen av förhållandena i en sektion av en tunnel eller ett bergrum har inverkan av de geologiska förhållandena stor betydelse. Orienteringen av sprickor och krosszoner och friktionskoefficienten längs deras ytor avgör utfall och laster på förstärkningarna. Vid upprättandet av ett instrumenteringssystem är det därför viktigt att geologin blir en grundpelare. I samband med mätningarna skall de erhållna resultaten i görlig mån korreleras med de geologiska förhållandena.

Deformationerna ger en indikation om stabiliteten hos en tunnelsektion. Ett kommande ras signaleras ofta av rörelser som kan registreras med instrument men inte iakttas med blotta ögat.

Den typ av instrument som kommit mest till användning och därför har uppnått stor säkerhet är extensometern, som mäter rörelser. Förankringarna till extensometrarna placeras på olika avstånd från tunnelväggen så att information erhålls beträffande rörelsernas läge och storlek. Deformationsmätarna integrerar lokala rörelser över den mätta längden och orsakar därför inte samma svårigheter i utvärderingen som spänningsmätare eller tryckceller som mäter förhållandena i en punkt, vilket ofta ger missvisande och spridda resultat.

Rörelser hos tunnelväggarna mäts även genom konvergensmätningar. Vid dessa mätningar bestäms avståndsförändringar mellan mätpunkter i väggarna med stor precision.

Vid projektering av större bergrum är det vanligt att bergspänningsmätningar utförs för att klarlägga gynnsam orientering och utformning av anläggningen.

Grundvattensituationen och portrycksförhållandena bestäms genom mätning i vattenståndsrör och med portrycksmätare. Vid tunneldrivning i bebyggda områden där lerjordar förekommer kan exempelvis ofta endast smärre förändringar i grundvattennivån tolereras.

Belastning på förstärkningar och samverkan mellan dessa och bergmassan kan mätas med tryckceller och olika typer av mätbultar. De olika typerna av mätinstrument beskrivs mera i detalj i bilaga 2. I bilaga 3 presenteras en sammanställning av litteraturreferenser.

När de geologiska observationerna och mätningarna i bergmassan utförts och de förstärkningar som bedömts erforderliga satts in blir nästa steg att bestämma om förstärkningarna är rätt dimensionerade. Därvid kan instrument användas som speciellt tagits fram för att mäta deformationer och laster på en tunnelinklädnad.

Om instrumenteringen i en tunnel, där hela arean tas ut i ett moment, installeras efter det att fronten passerat mätsektionen missas viktig information som skulle kunna vara av värde för dimensioneringen av förstärkningarna eftersom dessa ofta måste sättas in innan mätningar kan göras eller utvärderas. Detta medför att driftförstärkningarna sällan kan dimensioneras på basis av mätresultat. Däremot kan mätresultaten utnyttjas för dimensionering av den slutliga förstärkningen samt för att bedöma erforderlig insats av driftförstärkning i sektioner längre fram.

4.7.7 Kriterier för utvärdering av bergrörelser

Kriterier för att bestämma om rörelserna i berget omkring en tunnel indikerar stabila eller potentiellt instabila förhållanden diskuteras nedan. Förskjutningar som indikerar lokal instabilitet, som rörelser i en tunn bergskiva, särskiljs från sådana som indikerar mera vidsträckta och djupliggande rörelser som inverkar på hela tunnelsektionens stabilitet. I allmänhet är det inte relevant att endast låta ett kriterium bestämma utvärderingen av stabiliteten. Exempelvis får ett stabilitetskriterium inte baseras enbart på storleken av deformationen.

Elastiska och elasto-plastiska kontinuitetslösningar är användbara för att göra bedömningar av om de registrerade deformationerna i en tunnel är kritiska trots att bergmassan är långt ifrån ett homogent medium. Kontinuitetslösningarna

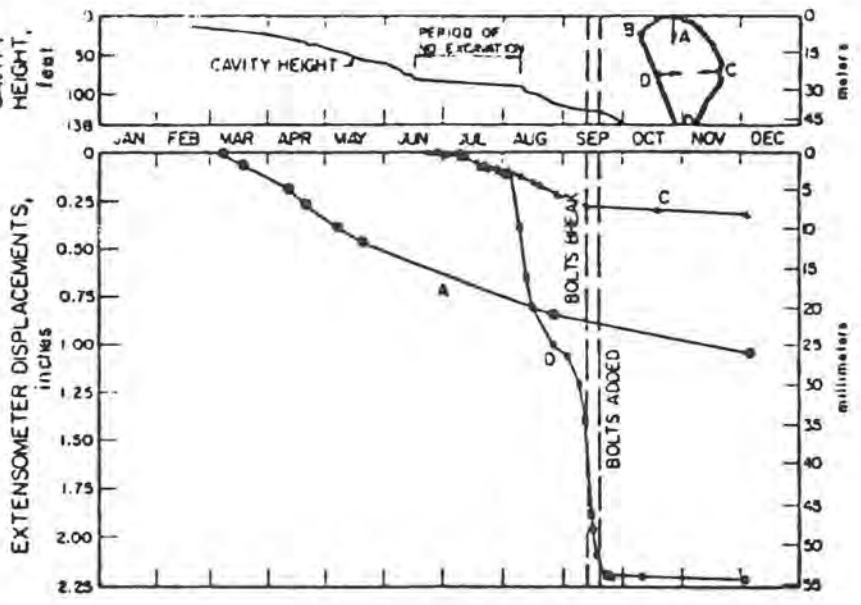
är värdefulla eftersom de ger en uppfattning om storleken hos de rörelser som skulle ske om rörelser längs sprickor var försumbara. Instabila förhållanden kan råda om rörelserna är stora jämfört med deformationerna förutsagda med elasticitetsteori.

Vid beräkningarna väljs antingen en ändlig elastisk lösning med antagande av enkla gränsvärden eller en FEM-lösning där de komplexa gränsförhållandena i tunneln bättre kan tillgodoses.

Deformationsmodulen, som erfordras vid beräkningarna, kan med tillräcklig noggrannhet, för att det skall gå att förutsäga rörelsernas storlek, bestämmas genom att laboratorievärden reduceras med hänsyn till sprickfrekvens och vittringszoner.

En sammanställning av mätningar i 13 stora underjordsanläggningar, främst kraftstationer belägna på mellan 30 och 435 m djup har gjorts av Cording, Hendron och Deere (1971). Jämförelser har gjorts med beräknade elastiska deformationer och dessa visade att de verkliga rörelserna var mellan en och två gånger större än de beräknade. När de verkliga rörelserna var mer än tre gånger större än de beräknade skedde deformationerna i markanta störningszoner. Deformationsmodulerna bestämdes i flertalet av dessa fall in-situ med plattförsök.

Den hastighet med vilken deformationerna utvecklas skall följas noga. Plötsliga ökningar i hastigheten som inte kan förklaras med moment i byggnadsprocessen kan vara en indikation på att instabila förhållanden håller på att utvecklas. I figur 4.26 visas utvecklingen av deformationerna i berget vid de tre mätarna A, C och D i ett bergrum. Mätaren C följer nära de rörelser som en elastisk deformation skulle ge. När rummet färdigställts var rörelsehastigheten ca $1{,}6 \cdot 10^{-4}$ cm/dag. Mätaren A visade på deformationer tre gånger större än de elastiska och hastigheten med vilken de utvecklades var $8 \cdot 10^{-4}$ cm/dag. Området kring A stabiliserades med sprutbetong. Mätaren D visade stora rörelser och under augusti månad var hastigheten $8 \cdot 10^{-3}$ cm/dag. För att stabilisera väggen sattes ett stort antal bultar in.

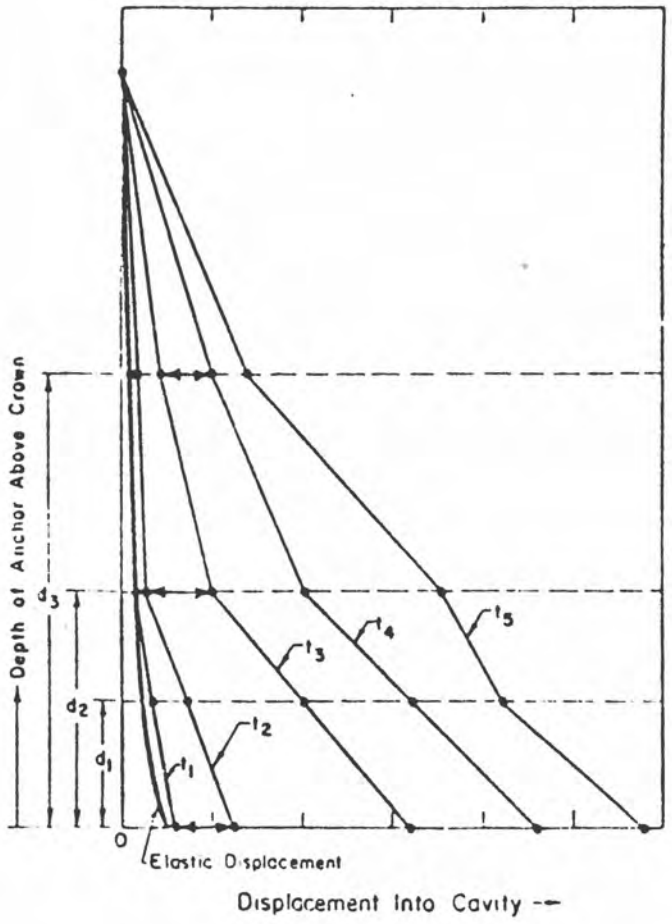


DISPLACEMENTS AND EXCAVATION PROGRESS IN A LARGE, DEEP ROCK CHAMBER

Figur 4.26 (E J Cording et al, 1975)

För att kunna bestämma vilka åtgärder som erfordras för att stabilisera ett bergparti är det viktigt att klarlägga dels till vilket djup bergmassan är störd, dels vilken yta som är berörd. Med hjälp av multiple-positionsmätningar är det möjligt att avgöra om det är en stor bergmassa som måste stabiliseras eller om det räcker med stabilisering av ytan. Det är viktigt att mätarna med säkerhet når in i ostört berg. Som exempel kan anges kraftstationen vid Morrow Point Dam där en rörelse av 5 cm skedde i en av väggarna. Det bergparti som rörde sig var så stort att en 16 m lång extensometer inte registrerade någon rörelse eftersom den låg helt inne i bergmassan som rörde sig. Om stora rörelser tillåts utvecklas kommer mäktigheten hos zonen med stört berg att öka. Figur 4.27 visar mätresultat från taket i ett bergrum med horisontellt bankat sedimentärt berg. Med tiden berördes allt större bergvolym av de deformationer som utbildades. I ett sådant läge ökar de förstärkningsinsatser som erfordras med tiden. Det är då viktigt att sätta in förstärkningarna vid den tidpunkt samverkan mellan dessa och bergmassan bäst tas till vara.

Rörelserna i en bergmassa får inte bli så stora att de insatta förstärkningarna tar skada. Sprutbetong har exempelvis visat sig spricka upp när rörelsen mellan två block överstiger 0,2-0,4 mm. Förspända, icke ingjutna 6 m långa bultar gick av när rörelserna närmade sig 5 cm.



PROGRESSIVE DISPLACEMENTS WITH DEPTH

Figur 4.27 (E J Cording et al, 1975)

REFERENSER
till avsnitt 4.7

BISHOP, A. W., KENNARD, M., PENMAN, A., 1960. Pore-Pressure Observations at Selset Dam. Proceedings, Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth and Co, London.

CARVALHO, O. S., KOVÁRI, K., 1977. Displacement Measurements as a Mean for Safe and Economical Tunnel Design. Proc of the Int Symp Field Measurements in Rock Mechanics, Zürich.

CASAGRANDE, A., 1949. Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol 36, No 2. Reprinted in Contributions to Soil Mechanics, 1941-1953, Boston Society of Civil Engineers.

CORDING, E. J. et al, 1975. Methods for Geotechical Observations and Instrumentation in Tunneling. Dept of Civ. Eng. University of Illionois at Urbana-Champaign.

HILTSCHER, R. et al, 1979. The Measurement of Triaxial Rock Stresses in Deep Boreholes and the Use of Rock Stress Measurements in the Design and Construction of Rock Openings. Proc 4th Int. Cong. on Rock Mech. in Montreux

McCALL, J. L., McANEAR, C. L., 1971. Instrumentation of Earth and Rock-Filled Dams; Part I: Groundwater and Pore Pressure Observations and Part II: Earth-Movement and Pressure Measuring Devices. Engineering Manual EM1110-2-1908, Office of the Chief of Engineers, US Army Corps of Engineers.

PENMAN, A. D. M., 1960. A Study of the Response Time of Various Type Piezometers. Proceedings, Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, pp 53-58, Butterworth and Co, London.

STILLE, H. et al, 1981. Bergmekaniska mätsystem. BeFo Nr 48:1/81.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc.

5. FÖRSTÄRKNINGSTEKNIK

5.1 Metodik för val av förstärkning och drivningsstrategi

5.1.1 Inledning

Den temporära förstärkningen har till uppgift att förutom att garantera arbetarskyddet även se till att tunnelns bestånd säkerställs tills den permanenta förstärkningen har hunnit installeras. Den temporära förstärkningen kan därför ej bestämmas enbart från driftpersonalens observationer utan hela den komplexa bergmekaniska problemställningen måste beaktas. Valet av temporärförstärkning är inte bara beroende av stabilitetsproblemet utan har också starkt samband med aktuell drivningsteknik. Det gäller alltså att finna en optimal kombination av förstärkningsinsatser och drivningssätt. För att kunna göra detta fordras kunskap om följande:

1. Tunnelns dimensioner
2. Aktuella stabilitetsproblem i form av bedömd "Stand up time" för aktuella dimensioner och geologiska förhållanden.
3. Tillgänglig tid för projektet och antalet möjliga drivningsfronter.
4. Permanent förstärkning.

Punkt 1 och 3 är generella och behöver inte närmare kommenteras. Däremot spelar punkt 2 ofta en avgörande roll vid byggande i "svagt berg".

En lämplig arbetsmodell är att som på Figur 5.1 dela in tunneln i ett antal delavsnitt eller zoner där bergförhållandena är likartade. Detta görs mot bakgrund av den geologiska beskrivningen, där man söker kvantifiera kvalitén på berget med hjälp av t ex RMR eller Q-värdesmetoden. Kvalitén ställs därefter mot den aktuella tunnelgeometrin och stand up time kan uppskattas, se avsnitt 4.5. Det är viktigt att bergets uppförande kontrolleras med hjälp av observationer och mätningar i samband med byggandet för att verklig stand up time skall kunna fastställas. Likaså fastställs erforderlig temporär förstärkning.

Den temporära förstärkningen har som uppgift att dels säkerställa arbetarskyddet dels förlänga stand up time till dess att den permanenta förstärkningen har utförts.

Nästa steg blir att ansätta vad man tror är bästa drivningsmetod. Salvtid, som utgöres av uttagstid och förstärkningstid, fastställs. Begreppet salvtid används här inte endast i samband med borrning

och sprängning utan begreppet tillämpas även på mekaniska drivningsmetoder. Salvtiden bestäms för samtliga zoner längs tunnelsträckningen. Visar det sig då att salvtiden på väsentlig del av tunnelsträckningen överstiger bedömd "stand up time" ansätts lämpligen för dessa delar drivning med kortare salvor. Skulle detta förfarande inte vara tillfyllest för att uppfylla villkoret stand up time > salvtid, blir nästa steg att dela sektionen i mindre delar. Det kan då bli aktuellt att ompröva valet av drivningsmetod och göra nya ansatser för att komma fram till en optimal lösning.



					Tunnel	
RMR=30	RMR=45	RMR=20	RMR=50	RMR = 15	RMR=42	Bergklass
1 dygn	1,5 vecka	1 tim	2 veckor	0,5 tim	1 vecka	stand up time
						förstärkning

Figur 5.1

Det bör påpekas att även drivningsmetoden som sådan kan påverka stand up time och förstärkningsbehov. Fräsning och fullortsborrning är normalt skonsammare mot omgivande berg än borrning och sprängning.

Bedömning av stand up time rymmer en viss osäkerhet även under kända geologiska förhållanden. Bedömningen försvåras av att den information som erhålls från förundersökningarna oftast är begränsad. En icke oväsentlig faktor att beakta är också den temporära förstärkningens roll och relation till den slutgiltiga förstärkningen. Det kan vara stor skillnad om den temporära förstärkningen skall vara verksam under ett 1/2 år eller 3 år. Många bittra erfarenheter har gjorts på grund av att man har lämnat tunnlar med endast temporär förstärkning under lång tid, innan den slutliga förstärkningen applicerats.

Ett exempel på detta är ett tunnelavsnitt i en lerskiffer för Yacambu-projektet i Venezuela där utförandet av den permanenta förstärkningen försenades. Den temporära förstärkningen överbe-

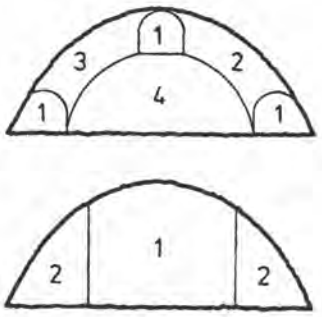
lastades och tunneln kollapsade efter ca 2 år under förhållanden som måste betecknas som squeezing ground.

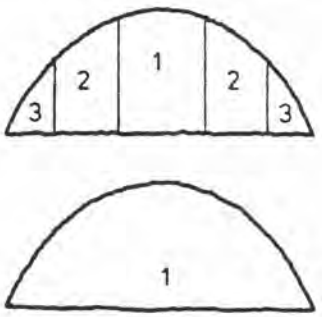
Vilken förstärkningsmetodik man tillämpar är starkt beroende av tradition. Vid en jämförelse mellan USA och Sverige/Europa kan man konstatera att man i USA med förkärlek väljer stålbågar på grund av att man har funnit att det där är snabbt och billigt medan vi i Europa anser att förstärkning med stålbågar är både kostnadskrävande och tidsödande och därför drar oss i det längsta för att använda dem. Det är alltså mycket svårt att påstå att den ena eller den andra metoden är den rätta.

5.1.2 Drivning med full ort eller delad sektion

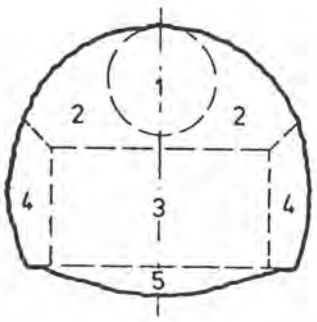
Förutom ovan diskuterade faktorer, som påverkar valet av drivning med full ort eller delad sektion, styrs detta av ekonomiska faktorer, som hänger samman med val av utrustning och arbetsorganisation. Dessa synpunkter behandlas ej här.

Oftast är det ekonomiskt att driva tunneln med full ort och korta salvor. Om man behöver driva tunneln med delad sektion kan det utföras på flera sätt. Några av dessa framgår av figur 5.2.

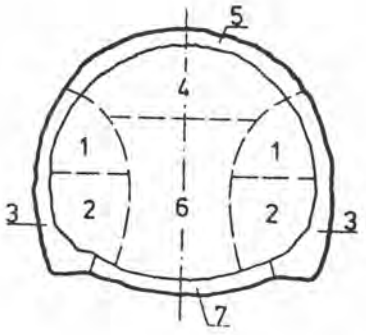




Uppdelning av galleri

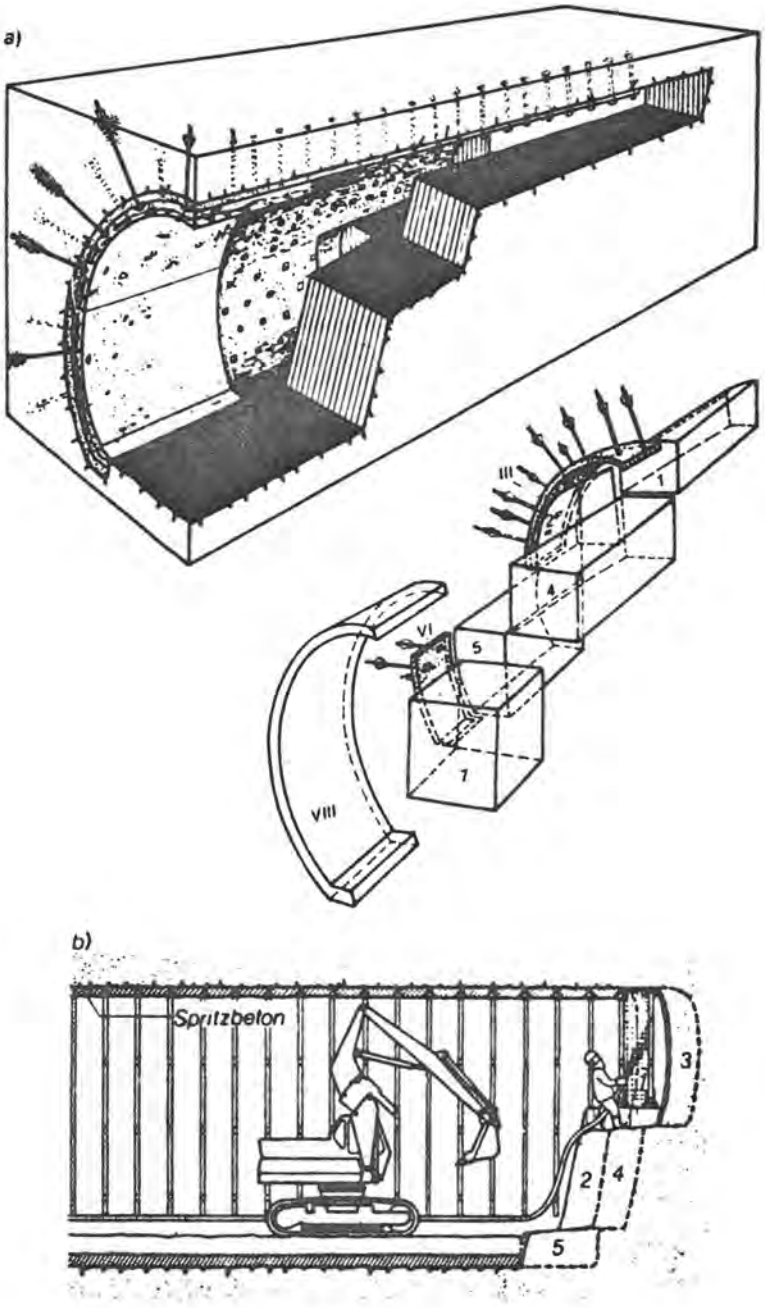


Uppdelning av pall
Steg 1 = TBMdrivning



Tyska byggmetoden
lämplig i jordlika
förhållanden
3, 5, 7 är betong

Figur 5.2

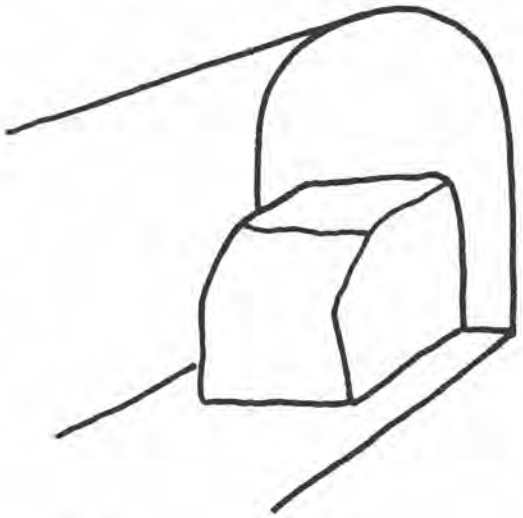


Delning av tunnel enl NATM-koncept

Figur 5.2 forts

Några generella regler när den ena eller andra modellen för uppdelning av sektionen skall tillämpas kan inte ges. Det bör understrykas att det inte alltid är stabilitet i tak och väggar som

är bestämmande. Stora blottlagda stuffer är ofta en stabilitetsrisk. Figuren 5.3 som visar drivning med stödkärna av berg/jord är ett exempel på hur man kan stabilisera stuffen. Val av sektionsuppdelning är vidare starkt knutet till vilken utbrytningsmetod man föredrar, borrning och sprängning, fullortsborrning eller fräsning.



Figur 5.3

5.2. Förstärkningsmetoder

5.2.1 Bultning

Vari ligger skillnaden att använda bultar i s k svagt berg jämfört med vårt svenska berg? Rent generellt är bultens funktion inte annorlunda. Den skall begränsa bergets rörelser in mot det uttagna hålrummet, och hjälpa bergmassan att stabilisera sig själv. Men då hela bergmassan lättare deformeras i svagt berg får man oftast överge den selektiva bultningen som syftar till låsning av enskilda block och övergå till systematisk bultning. Bultarna ger alltså bergmassan både en högre hållfasthet och styvhet. Att ge generella regler för hur den systematiska bultningen skall utföras vid skilda bergförhållanden är inte möjligt. Beräkningar kan utföras men ger i allmänhet osäkra resultat på grund av ofullständiga indata. En första ansats kan vara att tillämpa de förstärkningsförslag som finns specificerade i RMR eller Q-värdesmetoden. Man måste i många fall dock prova sig fram och följa upp resultatet med deformationsmätningar.

Avstannar inte deformationerna får man förtäta bultmönstret. Kan man konstatera att brott i

berget har skett bakom förankring av bulten får man förtäta med längre bult. Kontroll av deformationerna ger ibland vid handen att de är så stora att man skulle vänta sig brott i bultarna. Förklaringen kan vara att en stor del av deformationen har skett bakom bultarna eller att man har fått glidning i kontakten mellan berg och bult. Stora deformationer behöver inte vara ödesdigra. Det är emellertid viktigt att man har kontroll över hur de utvecklar sig.

Vid val mellan förspända eller ospända bultar är man på samma sätt som vid val mellan stålbågar och andra förstärkningsmetoder ofta starkt bunden av tradition. Brittiska och amerikanska konsulter är starka förespråkare för spända bultar. Det bottnar sannolikt i deras traditioner från kolgruvsindustrin, där man i de mera permanenta orterna till varje pris vill förhindra deformationer som kan medföra en fortskridande upplucking och minska bärförmågan hos berget.

Skillnaden mellan en förspänd och en ospänd bult är ur statisk synvinkel ringa och skall belysas med några siffror. De förspända bultarna spänner man sällan upp till mer än halva sträckgränsen och det betyder i töjning på en 2,5 meter bult cirka 2-3 millimeter. För att generera samma kraft i en ospänd bult måste alltså berget deformeras 3 millimeter i bultens riktning. Tilläggsrörelser av denna storleksorning är helt försumbara och ur deformationssynpunkt finns det därför sällan motiv att välja förspänd bult. Det framförs emellertid andra skäl till att man väljer förspänd bult och ett är att cementbruket runt bulten sannolikt spricker upp då bulten sträcks och möjlighet för korrosion av bulten underlättas. Ett annat vanligt skäl är att man vill vara förvissad om att bulten verkligen tar den last den är avsedd för. Det är ett resonemang som är ologiskt eftersom det primära med förstärkningen inte är att få last i bultarna utan att begränsa deformationen. Får man inga deformationer som kan generera last i bultarna så är det ingen nackdel. Hur man än resonerar bör ospänd bult vid tunnelfronten i allmänhet kunna accepteras medan det vid kompletterande bultning långt bakom fronten kan vara svårare att argumentera för denna bulttyp.

Som antytts ovan behöver ofta inte all bultning ske vid front och ofta är det förnuftigt att avvakta resultatet av en sparsam bultning för att sedan komplettera om så visar sig nödvändigt.

En redovisning av bultningsmetodiken kräver även en redovisning av de bulttyper som finns tillgängliga på marknaden idag med synpunkter på hur lämpliga de är i skilda miljöer. Det är viktigt att man innan man föreskriver en viss bulttyp eller åtar sig att utföra en sådan verkligen förvissar sig om att bulten kommer att uppfylla de krav man ställer på den. Som exempel kan nämnas att det kan vara svårt att i mjuka bergarter spänna upp bulten till önskad last på grund av glidning i ankaränden. I stället för att här upprepa vad som har skrivits om olika bulttyper hänvisas till två skrifter nämligen Hoek och Browns (1980) Underground excavation in rock sid 332-341 samt Rockbolting, a practical handbook, av Schach et al, (1979).

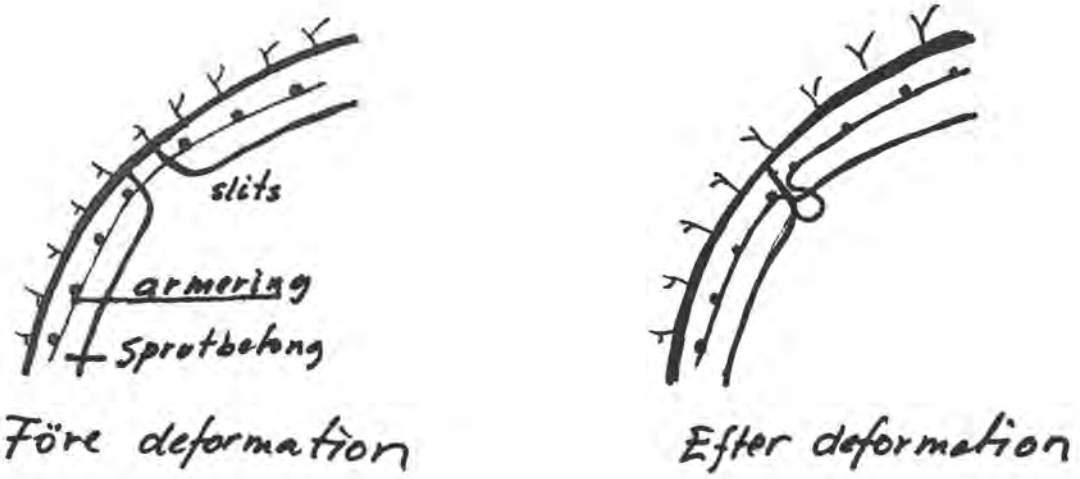
Med bultar och någon form av ytförstärkning klarar man de flesta stabilitetsproblem förutsatt att man kan förankra bultarna. I vissa fall kan berget vid förstärkningstillfället ge en god förankring, men redan efter några månader ha vittrat runt bultarna så att vidhäftningen gått förlorad och förstärkningen blivit verkningslös.

5.2.2 Sprutbetong

Sprutbetongförstärkningen är en metod väl känd för de svenska undermarksbyggarna och kräver i sig inte någon presentation. Det är i princip ingen skillnad mellan att använda sprutbetong i svagt utländskt berg och svagt svenskt berg. Man bör dock hålla i minnet att sprutbetong för bergförstärkning på många håll fortfarande betraktas som något relativt nytt och oprövat. Man bör därför vara beväpnad med goda referenser till objekt och litteratur för att kunna övertyga om fördelarna med denna teknik. Några fenomen skall här belysas som inte är särskilt vanliga i Sverige.

Vidhäftningen kan under vissa betingelser vara svår att få effektiv. Blanka skifferytor och porösa sand- och kalkstenar där man genom att endast skrapa på bergytan med en kniv får loss fragment medför oftast att sprutbetongen inte får någon vidhäftning alls. Likaså kan sprutbetongen falla ned om berget är vittringsbenäget. I sådana fall bör sprutbetongen armeras och armeringen fästas med kortbult i berget.

Stora deformationer är ett fenomen som vi inte är vana vid. Armerad sprutbetong visar sig dock klara stora deformationer relativt bra. Men för att minska uppsprickningen i sprutbetongen så lämnas öppna slitsar där ytdeformationerna får ske. Se figur 5.4.



Figur 5.4

Armeringen får alltså gå över slitsen och knycklas till. När deformationerna börjar avklinga sprutas slitsen igen. I många fall måste även tunnelbotten sprutas så att man får en sluten förstärkningsring. Sprutbetongen får alltså mera funktion av skalkonstruktion än att hålla enstaka lösa partier på plats.

Det sprutbetongmaterial som man framställer blir ofta inte av den kvalité som man är van vid i Sverige. Ofta är cementkvalitén sämre och likaså ballasten och det medför att man många gånger har svårt att nå upp till de hållfastheter som vi är vana vid. Acceleratortillsatserna kan oftast reduceras på grund av att man arbetar vid högre temperaturer. Det är vidare rekommendabelt att som armering använda lättarbetat mjukstål, alltså ej kallbearbetat stål. Är arbetskraften billig rekommenderas lösjärn i stället för armeringsmattor.

Armering av sprutbetong kan också ske med hjälp av stålfibrer. Vanliga dimensioner kan vara någon tiondels mm tjocklek och 15-40 mm längd. Praktiskt användbara inblandningar är några eller ett par volymsprocent. Fördelarna med denna teknik är flera, dels av teknisk natur, dels direkt ekonomiska i och med att det tids- och arbetskrävande momentet att från ställningar montera armering försvinner. I länder där arbetskraften ej är alltför dyr torde det vara svårt att motivera fibersprutbetong. Dessutom är bristen på referensobjekt och normer en belastning. Även om denna teknik säkert har framtiden för sig måste man konstatera att den f n endast är aktuell under speciella omständigheter.

I vilka bergförhållanden kan man ta sig fram med sprutbetong och sprutbetong kombinerat med

armering, bultar eller bågar? Det är nästan lättare att ange de fall då man med sprutbetongtekniken stöter på olösliga problem och bland dessa kan nämnas stora inläckage som inte kan begränsas, s k running ground dvs bergmaterialet har så liten kohesion så att det ställer sig i en naturlig rasvinkel.

Exempel på sprutbetongarbeten under svåra förhållanden ges i proceedings från serien av konferenser "Shotcrete for underground support", där särskilt den senaste (nr IV i Colombia 1982) behandlar squeezing, dålig adhesion till sandsten m m. Denna beräknas bli publicerad under 1983.

5.2.3 Stålbågar

Med stålbågetekniken avses förstärkning med stålbågar enbart eller i kombination med annat förstärkningsmaterial såsom sprutbetong, bultar, armeringsnät eller gjutbetong.

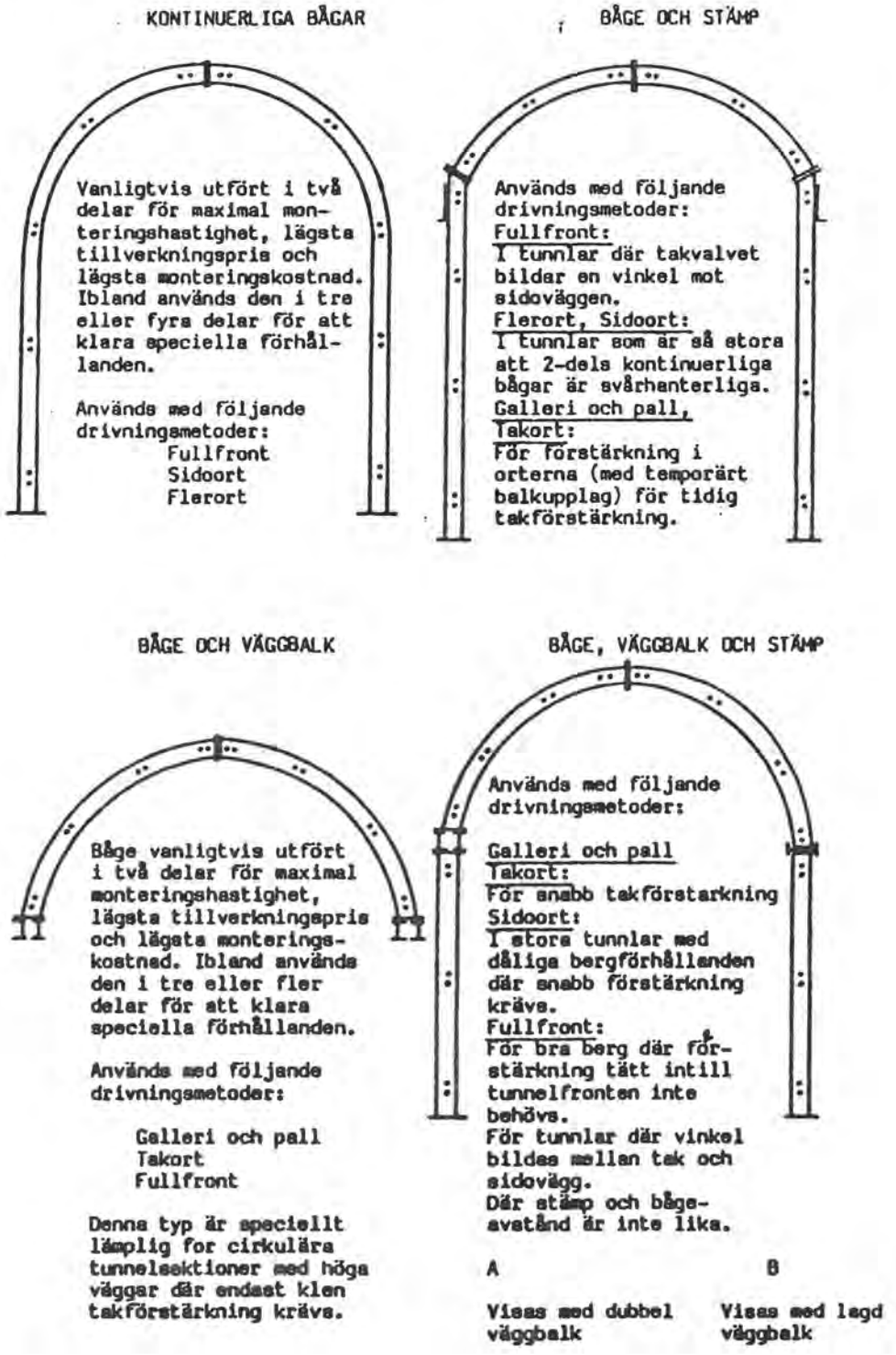
Användning av stålbågar måste ses ur ett historiskt perspektiv. Stålbågen kom att framstå som ett konkurrenskraftigt alternativ till förstärkning med trästöttor när stålet blev billigare. Det medförde att tunneldrivningen blev snabbare och materialhanteringen enklare. Stålbågen är idag fortfarande i många situationer den billigaste förstärkningslösningen. Till viss del hänger det samman med rent hantverksmässiga traditioner. I USA är stålbågeförstärkning helt dominerande dels på grund av att man anser att det är billigast och snabbast, dels på grund av att man beräkningsmässigt klarare kan definiera hur stor last som förstärkningarna kan bära upp. Vidare är stålbågeförstärkning i vissa fall en föreskriven metod.

De dimensioneringsregler som tillämpas idag går tillbaka på de tumregler som fastställdes av Terzaghi på 40-talet. Mera utförligt finns redogörelse för detta i kapitel 4.5.

Den svenska byggaren associerar användande av stålbågar med mycket besvärliga bergförhållanden och bedömer följaktligen arbetet mer tids- och kostnadskrävande. För den amerikanske byggaren är erfarenheterna inte desamma, eftersom han är van att sätta bågar mera rutinmässigt även där en lättare förstärkning skulle vara tillfyllest. Det är därför mycket svårt att uttala sig om när det är optimalt att använda stålbågar. Det är beroende av bergbyggartraditionen i landet i fråga.

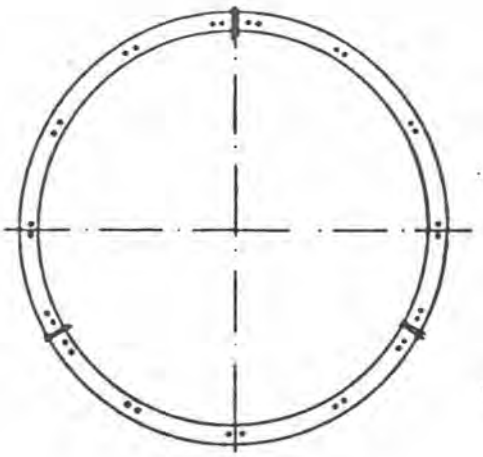
Typer av stålbågar

De rena stålbågarna delas grovt in i fem olika typer. Dessa framgår av figur 5.5. Under varje typ har lämpligt användningsområde angivits.



Figur 5.5

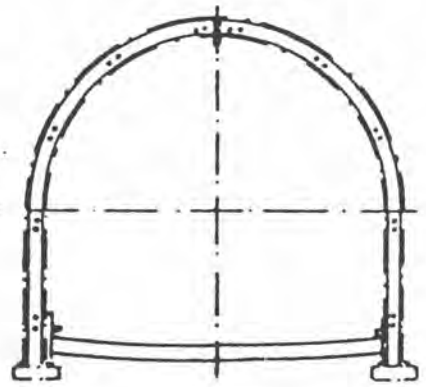
HELT CIRKULÄRA BÅGAR



Används med följande drivningsmetoder

Fullfront	I tunnlar genom "squeezing"-, sväll- och krossat berg, eller sådant berg som utöver starkt sidotryck. Dessutom där bottenförhållandena gör det omöjligt att bära taklaster på bågupplag. I de jordtunnelförhållanden som ibland förekommer i bergtunnlar.
Galleri och pall	Vid jordtunnelförhållanden med ihopkoppling vid anfangshöjd.

FÖRSTÄRKNINGSSTÖTTOR VID TUNNELSULAN



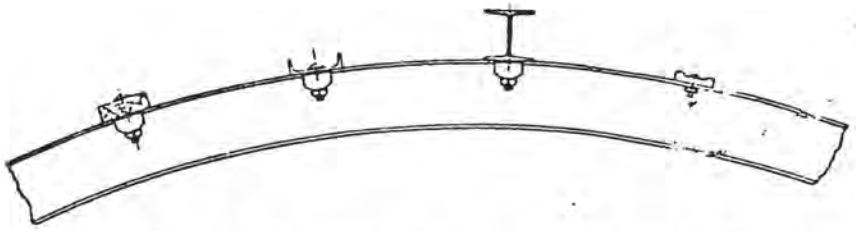
Används där lätt sidotryck förekommer. Dessutom används för att förhindra bottenupptryckning.

Figur 5.5

De olika elementen i en stålbåge är båge, stämp och bottenelement. Andra element som förekommer vid stålbågeförstärkning är

- väggbalkar som för över lasten från båge till stolpe,
- s k lagging som tar upp berglasten mellan bågar,
- distansjärnen som tvångsstyr bågen i längsled,
- hjässbalkar som syftar till att snabbt ge ett stöd för blottlagt berg innan bågar har hunnit resas.

Normalt användes valsade stålbalkar av bredflänstyp. Lagging utföres både i stål och trä, se figur 5.6. Stållagging utformas allt efter rådande förhållanden från flacka plåtprofiler till kraftiga balkar. Den placeras antingen glest eller helt tätt beroende på kraven.



Olika typer av lagging; trä, u-profil, H-balk,

Kolswa-profil.

Figur 5.6

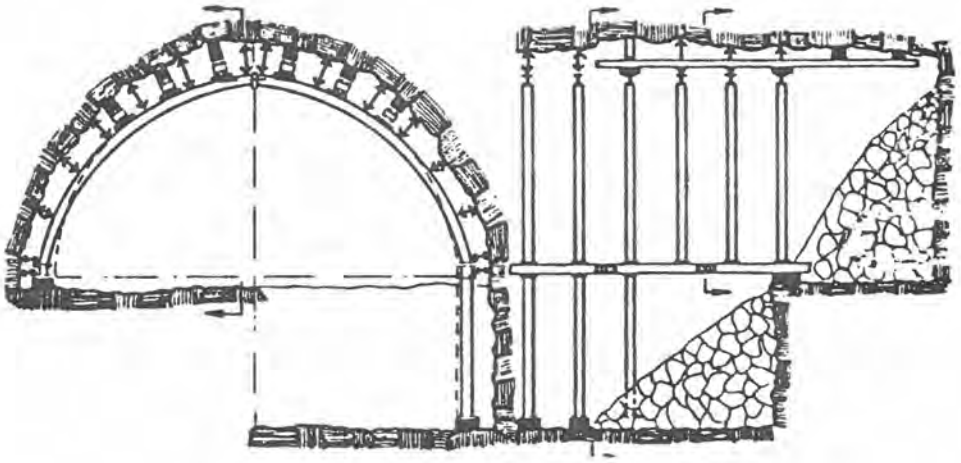
Distansjärnen utgöres likaså av antingen trä eller stål. Både bultning och svetsning av dessa till bågen förekommer.

Vid drivning med full front och förstärkningstypen väggstöttor och bågar hålls väggstöttorna på plats av den flata liggande väggbalken innan bågen har hunnit resas.

I de fall man inte hinner resa bågen vid fronten innan utfall ur tunneltak sker kan s k hjässbalkar användas, se figur 5.7.

Det kan ofta vara nödvändigt att dela upp tunnelarean antingen av produktions- eller av stabilitetshänsyn.

Då en tunnel drivs med galleri och pall används vägbalkar dels för att hålla bågarna på plats då pallen tas ut, dels för att underlätta montage av väggstöttor. Väggbalken fungerar då temporärt som upplag för galleribågarna till dess att väggdelen har monterats. Det händer dock att man monterar väggbalken så att den veka riktningen får lasten från galleribågarna och då måste en temporär styvare balk appliceras för att överbrygga upplagskrafterna. Motivet för att lägga balken är att ta hand om höga sidolaster. Det krävs då en bättre precision vid montering av väggdelen av bågen så att den kommer mitt under galleridelen. Vid användning av väggbalkar kan man tvingas gå fram med små sidoorter för att få lämpliga längder på väggbalkarna.



Figur 5.7 Temporär stöttning av tak med hjässbalkar

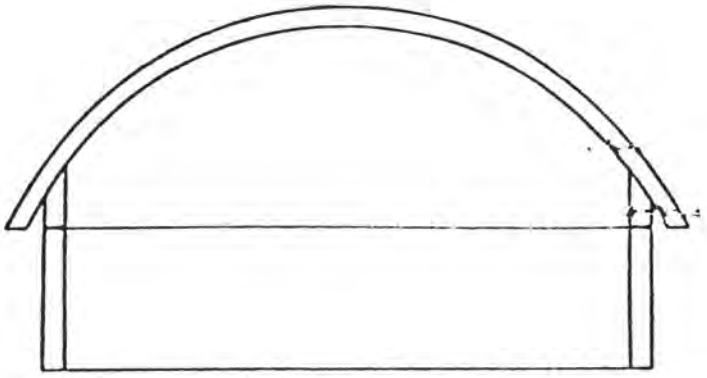
Ibland kan kraftigare balkar erfordras från sulan till väggstöttan och för detta syfte används mobila kraftiga väggbalkar, s k trusspanels.

Problem med användning av stålbågar eller kombinationen stålbågar och sprutbetong uppstår redan vid drivning med galleri och pall. Att placera upplagen utanför tunnelsektionen är en bekväm metod, som emellertid kräver både extra berguttag och ofta extra betongåterfyllnad.

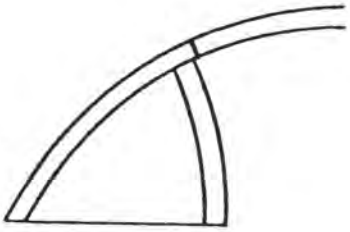
Vid drivning med toppgalleri är det lämpligt att låta takbågens del utgöra en del av den slutliga bågen men det krävs då momentstyva förband se figur 5.8. Även vid drivning med sidogallerier är det vanligt att låta delar av resta bågar utgöra konstruktionselement i den slutliga bågen.

Förstärkning framför front

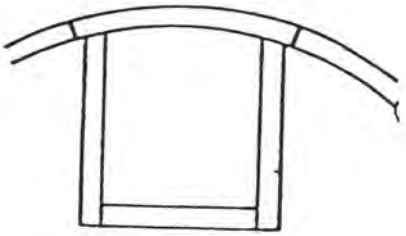
Det är framför allt vid förstärkning framför tunnelfront som byggaren som använder sprutbetong och bultning har stor glädje av stålbågetekniken. Stabilisering framför tunnelfronten utförs genom att pålar, som kan vara plank, balk eller rundjärn, slås in strax utanför tunnelperiferin framför fronten, se figur 5.9.



Galleri görs bredare för extra upplag.



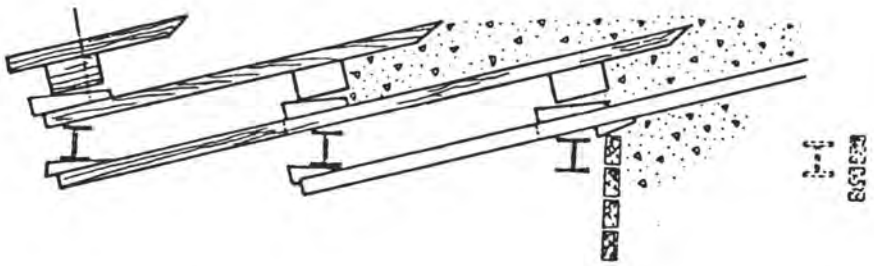
Båge i sidogalleri
utgör del av hel båge.



Båge i pilort utgör
del av hel båge.

Figur 5.8

Forepoling



Figur 5.9 Forepoling med breast boarding

Beroende av bergförhållandena göres inklädnaden näst intill tät eller gles. Det idag vanligaste materialet i pålarna är stål. I nästan jordlika bergmaterial kan det ibland krävas att man även stöttar fronten genom s k breast boarding. Har materialet någon kohesion kan man även överväga att stödja fronten genom att lämna en s k stödkärna kvar. Det innebär i praktiken att man till en början schaktar ut endast tunnelperiferin och reser bågarna i den så uppkomna slitsen.

Speciella stålbågesystem

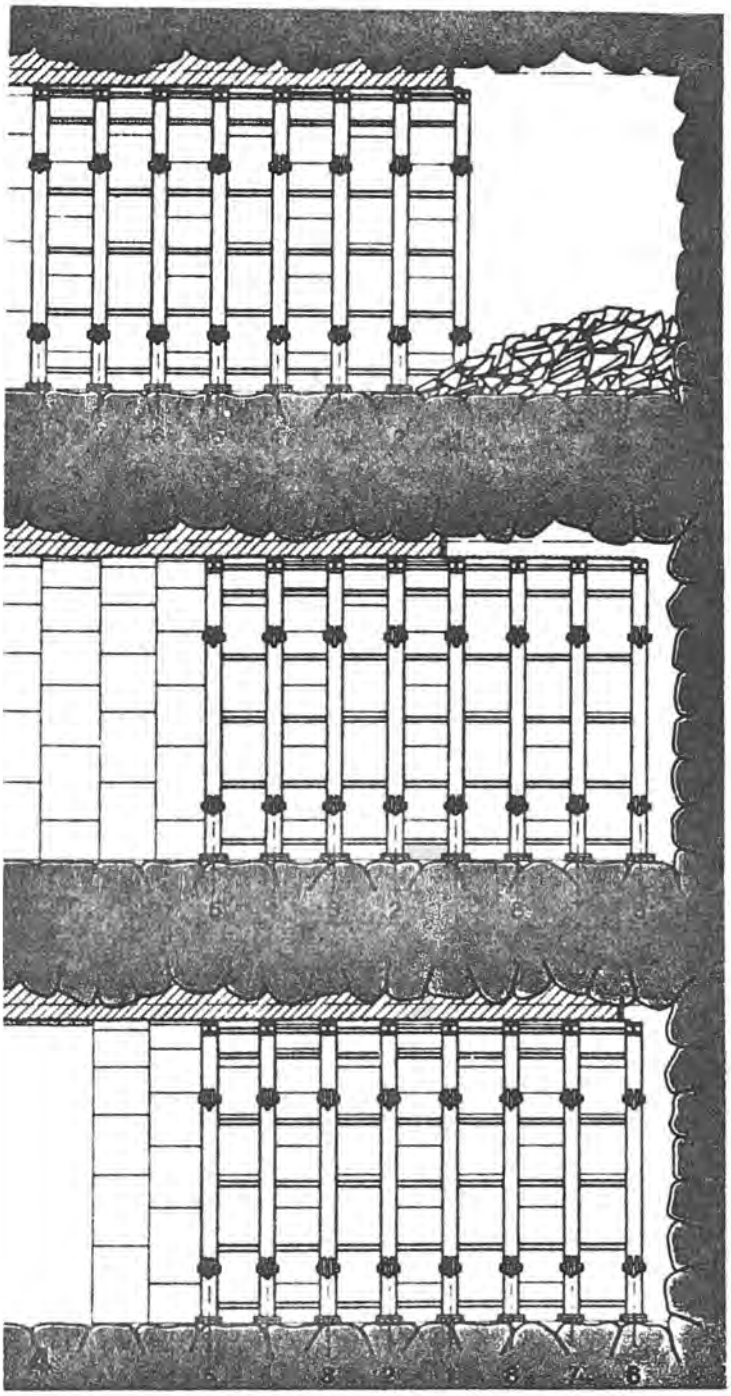
Alpinbågar
en helt annan filosofi inom stålbågeförstärkningen representerar den alpina typen av bågar. De går även under beteckningen omegabågar. De är inte lika böj och vridstyva som balkbågarna. De kan monteras om lott och förses med glidlåsning så de inte skall knäckas av höga normalkrafter. Denna typ av båge är mycket vanlig i Europa och används ofta tillsammans med bultning och sprutbetong. Fördelen med bågen är att den klarar stora deformationer av tunnelprofilen och ändå behåller sin bärande förmåga. I kombination med bultning och sprutbetong är den närmast att betrakta som en mycket kraftig armering.

Bernoldsystemet

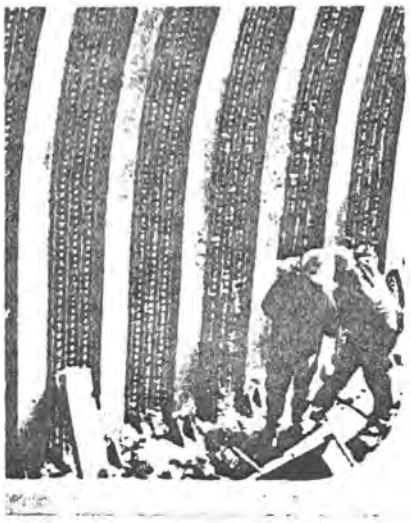
Bernoldsystemet är driftsförstärkning med helingjutning av den blottlagda bergytan. Helinklädnaden görs 5-20 meter bakom tunnelfronten. Betongformen uppbärs av stålbågar som kan sänkas. Formen är veckade plåtprofiler som gjuts ihop med betongen. Täcks plåtarna med sprutbetong kan förstärkningen betraktas som permanent, se figur 5.10. Metoden har sin tillämpning där sprutbetong inte får vidhäftning mot berget på grund av omvandling hos berget. För dimensionering av betongskalet tillämpas vanliga regler för betongkonstruktioner sedan belastningarna har fastställts.

I många fall har ingjutning av stålbågar med Bernoldform tillämpats, se figur 5.11.

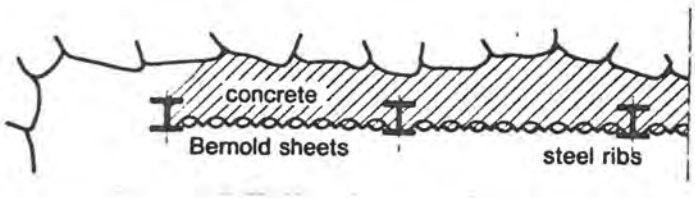
Ingjutning av stålbågar löses på ett smidigt sätt genom att de veckade plåtprofilerna utgör form och är upplagda på insidan av bågens flänsar.



Figur 5.10 Betonginklädnad med hjälp av mobila stålbågar.



Figur 5.11 Ingjutning av stålbågar med Bernold.



Synpunkter på stålbågetekniken

Stålbågar kan vara en lämplig metod att använda då andra förstärkningsmetoder såsom sprutbetong och bultar inte fungerar tillfredsställande. Dessa förhållanden kan inträffa dels när svårigheter föreligger att applicera annan förstärkning dels vid så korta stand-up-tider att förstärkningen måste verka omedelbart efter monteringen. Stålbågetekniken kan därför vara ekonomisk i följande fall.

- berget har vittrat till näst intill jord eller är kraftigt uppsprucket och har dålig kohesion och följaktligen mycket kort stand- up-time
- vatteninflöden som mer eller mindre spolar bort sprutbetongen
- berget vittrar snabbt vid kontakt med vatten och luft och förhindrar sprutbetongens vidhäftning eller då berget bakom sprutbetongen relativt snabbt bryts ned.
- man inte får bulthålen att stå
- förankring av bultar ger efter på grund av mjukt berg eller att ingen vidhäftning erhålles.

Vanligen möter man dessa förhållanden vid tunnelpåslagen. Det är inte ovanligt att berget är kraftigt vittrat ned till 40 á 50 meters djup och ofta är topografin sådan att det är näst intill omöjligt att söka sig till friskt berg för att göra ett påslag. Förkastningar och överskjutningszoner är andra självklara riskområden. Speciellt bör man då vara uppmärksam på om hydrotermal omvandling kan ha skett.

Vid fullfrontsdrift är den enklaste formen av stålbågar den kontinuerliga som bara ställs på ett par bottenplattor (se figur 5.5) samt kompletteras med blocking. En sådan bågdesign kan enkelt betraktas som ett substitut för bult i tunneltak. Det är mycket små laster som kan tagas upp av bågbenen. Något större laster kan tagas upp i benen om tunneln är hästskoformad samt bottenplåtarna är bultade i tunnelgolvet.

Kompletteras bultarna med lagging, gles eller tät med s k backpacking, erhåller man samma effekt vid bultning och sprutning men man kan klara en kortare stand up time.

Invert struts, som är en bottenbåge, sätts in då man förväntar sig kraftig belastning på väggar och eller upptryckning av tunnelbotten.

- God anliggning mellan berg och båge är viktig. Alla förbindningspunkter mellan bågelementen måste ges en god kontakt med bergväggen så att den eftersträvade tvångsstyrningen av bågen verkligen uppnås.
- Lås upp stålbågarna sins emellan så att de inte kalvar. Det kan antingen utföras med trä, stål eller ännu bättre sprutbetong.

5.3 Förstärkningsteknik vid speciella bergförhållanden

Med speciella bergförhållanden avses här det som i tidigare kapitel har benämnts

Running ground
Swelling ground
Squeezing ground
Popping ground
Ravelling ground
Flowing ground

Running ground

Utmärkande för running ground är att berget (jorden) praktiskt taget inte har någon kohesion alls. Det medför också att stand-up-time är praktiskt taget lika med noll. Vatteninflödet är dock så måttligt att tunnelfronten ställer sig i den naturliga rasvinkeln eller strax därunder. Vid stora vatteninflöden i detta material betecknar man berget som flowing ground.

För att stabilisera frontens tak och väggar måste man här tillgripa förstärkning framför stuff genom att utanför den blivande periferin driva in pålar (se figur 5.9). Beroende på kohesionens storlek görs denna inpålning tät eller gles. Det är en mycket tidsödande operation. Materialet i pålarna kan vara av trä eller stål. Lämpligen används någon form av tryckluftshammare hellre än slägga. Vid större sektioner än 4-5 m bör man dela upp sektionen. Berguttaget sker här med någon mekanisk metod, handschaktning, maskinschaktning eller fräsning. Frontstabiliteten är ett särskilt problem. Ibland måste man kläda in fronten med s k breastboarding. Det innebär att fronten hålls tillbaka av en plankinklädnad och frontförflyttningen sker bräda för bräda. Om kohesionen är tillräckligt stor kan en stödkärna under en kortare tidsrymd fungera som mothåll av fronten, se figur 5.3.

Uttaget sker då växelvis genom urschaktning längs tunnelperiferin med forepoling och bortschaktning av stödkärnan.

Flowing ground

Utmärkande för flowing ground är att berget är näst intill en vätska. Materialet saknar praktiskt taget både kohesion och friktion. För att klara tunneldrivning genom ett sådant material måste stabilisering först ske genom dränering eller injektering.

Ravelling ground

Utmärkande för ravelling ground är att den kort tid efter blottläggande bryts ned (slaking). Stora stycken av bergmaterial faller då ned från tak och väggar vilket inom kort tid leder till kollaps. Oftast är det vatten eller enbart fukt som är boven i dramat och risk finns då att sprutbetong om sådan används kan ha rakt motsatt effekt mot den avsedda på grund av det vatten den tillför.

Salvdjupen får anpassas så att man hinner med att stötta berget med bågar samt inklädnad med lagging innan nedbrytningen har gått så långt att stabiliteten eller arbetarskyddet är i fara.

Popping ground

Popping ground är inte en företeelse som man direkt associerar med svagt berg. Det är ett smällbergsfenomen som yttrar sig i form av avspjälkning av bergskivor på grund av höga bergspänningar och uppträder därför i spröda bergarter. Hur spröda bergarter beter sig är vi väl förtrogna med genom våra granitiska bergarter.

Det finns inte några internationellt mera gångbara metoder att lösa problemen med popping ground än de vi tillämpar på smällberg.

Fenomenet kan förutom i de granitiska bergarterna även uppträda i intrusiver och extrusiver. Till extrusiver räknas då här även pyroklastiskt berg, som dock oftare uppträder som segt än som sprött berg.

Slutsats: Tillämpa svensk förstärkningsteknik.

Squeezing ground

Utmärkande för squeezing ground är att bergmassan deformeras plastiskt när spänningarna överstiger bergets hållfasthet i motsats till popping ground där berget är sprött och bryts sönder.

I squeezing ground sker oftast inga dramatiska inras utan berget kryper sakta men säkert inåt och stabilt tillstånd infinner sig först då hålrummet är helt slutet om inga motåtgärder vidtages. Hur upptäcker man att man befinner sig i squeezing ground om man inte direkt kan avgöra detta från aktuell geologi och rådande bergtryck? Sannolikt upptäcker man det genom att den förstärkning som har applicerats blir demolerad utan att hålrummet för den skull kollapsar. I denna situation bör man göra klart för sig om man har stött på squeezing eller swelling ground genom att testa bergets svällegenskaper. Det bör dock understrykas att även squeezing ground ofta innehåller åtminstone mindre mängder svällande mineraler.

Hur bemästrar man nu squeezing ground med förstärkningar?

I litteraturen finns redovisat olika metoder att komma tillrätta med squeezing. Tyvärr är det nästan aldrig redovisat hur allvarlig eller kraftig den är så att man kan värdera vilken metod som är effektivast.

Den traditionella metoden är att göra tunnelprofilen så nära rund som möjligt samt hejda rörelserna med en stel inre klädnad i form av stålbågar och lagging. Otaliga är emellertid de exempel där bågarna har varit för klena och klämts ihop. Man har då tvingats ta ut den deformerade förstärkningen, schakta på nytt samt sätta upp kraftigare bågar.

I många fall är det mycket kostsamt att driva en tunnel med helt rund sektion och man föredrar då att sätta in kraftigare bågar med s k invert struts (bottensträvor) för att ta upp det allsidiga trycket.

Gjutbetong, ofta i samverkan med stålbågar, är också en lösning, som dock är mindre vanlig. Det är dock en bra lösning om kraftigare bågar är svåra att få fram. Man bör dock vara förvissad om att den mothållande effekten av denna förstärkning verkligen räcker för att hejda inåtgående rörelse, annars blir det besvärligt att ta hand om det virrvarr av material som spräckt betong, armering och krökta bågar innebär.

Lyckade fall med att hejda squeezing har gjorts med systematisk slakbultning och sprutbetong. Fördelar med denna metod är att den är flexibel i så motto att visar sig en första förstärkning otillräcklig så är det bara att förtäta bultningen. Den primära förstärkningen är nämligen bulten. Sprutbetong har bara en ytförstärkande funktion som är nog så viktig för att kunna upprätthålla en önskad sektion. Det är lämpligt att förse bulten med kraftig bricka och mutter.

I alpina tunnlar använder man en kombination av bågar, bult och armerad sprutbetong som är rekommendabelt framför allt vid större areor. Bågarna är då inte av stel H- eller I-typ utan s k klockprofil som är omvänt rullade och är utrustade med friktionsskarvar som gör att de bär last även om de deformeras kraftigt,när rörelserna tas upp i skarvarna. Till stor del fungerar bågarna som en sträckmetall mellan bultarna som sätts genom hål i bågarna. Sprutbetongen förses som tidigare har beskrivits med slitsar i vilka den kan ta upp deformationerna. Här har man också en god möjlighet att anpassa förstärkningarna genom en successiv ökning i bultmängd och bultlängd.

Swelling ground

Svällberg kan ofta rent visuellt vara svårt att skilja från squeezberg. Berget kommer inåt hålrummet sakta men säkert.

Svällberg måste plomberas på ett eller annat sätt. Det är emellertid rekommendabelt att ge det ett visst svällutrymme. Gör man det så minskar man belastningen på den temporära förstärkningen.

Under drivningsskedet är det viktigt att ha klarhet i två frågeställningar.

1) finns det vatten i berget eller förs det in i samband med drivningen,

2) hur länge skall driftförstärkningen stå?

Är berget torrt skall man lägga ned stor ansträngning på att inte föra vatten till partier med swelling ground. Finns vatten naturligt i berget kan man ändå inte hindra vattnet från att vandra mot den gjorda öppningen. Att hålla torrt under drivningen minskar naturligtvis temporärt svällningen.

I och med att man öppnar ett hålrum i ett vattenbärande berg som förefaller tätt så vandrar vattnet mot hålrummet på grund av den nya spänningssituationen. I täta berg är detta ett mycket långsamt förlopp och det är därför viktigt att göra klart för sig hur länge den temporära förstärkningen skall stå.

Anser man att man inte vill ta upp hela svälltrycket på driftförstärkningen måste man ge utrymme för svällning. Det finns olika idéer om hur detta skall ske vid stålbågeförstärkning. Proctor and White skriver att blocking är klart olämpligt i sådana situationer och rekommenderar att man åstadkommer anliggning mot berget med hjälp av singelbakfyllning samt att bågarna förses med deformerbara skarvar i form av träutfyllnad som kläms ihop. Andra har emellertid lyckats häva svällning genom att först lägga 1-2 lager sprutbetong och sedan utföra traditionell blocking som dock är relativt tät och hög och utförs av trä. Genom att blockingen är hög kan den successivt kapas av.

Den svenske byggaren är inte ovan vid att handskas med svällberg, åtminstone inte i begränsade avsnitt. Situationen är inte annorlunda i svagt berg, med undantag för att omfattningen kan vara så mycket större att de traditionella plomberingsmetoderna med betong eller sprutbetong som förankras i friskt berg med hjälp av bult inte är användbara.

REFERENSER
till avsnitt 5

Shotcrete for Underground Support

I. Conference in Maine 1973, ACI publ SP 45

II. Conf in Maryland 1976, ACI publ SP 54

III. Conf in Arlberg, Austria 1978, Eng Foundation, N.Y.

IV. Conf in Paipa, Colombia 1982, Eng Foundation, in print.

BARTON, LIEN, and LUNDE, 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Norges Geotekniske Institutt, publikasjon 106, Oslo.

BICKEL, J-O. and KUESEL, T.R., Tunnel Engineering Handbook, Van Nostrand Rheinhold Company.

BIENIAWSKI, Z.T., 1976. Rock Mass Classifications in Rock Engineering. Symposium on Exploration for Rock Engineering/Johannesburg.

GARBESI, A., 1979. Integrated Mixed Face Mining and Support Systems, Washington Metropolitan Area Transit Authority. Rapid Excavation and Tunnelling Conferences, Society of Mining Engineers, The American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.

HOEK, E. and BROWN, E.T., 1980. Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London.

JOHN, M., 1981. Application of the New Austrian Tunnelling Method under Various Rock Conditions. Rapid Excavation and Tunnelling Conferences, Society of Mining Engineers, The American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.

JOTHWA, J.L., et al., 1981. Rock Load Estimation for Tunnels in Squeezing Ground Conditions. Rapid Excavation and Tunnelling Conferences, Society of Mining Engineers, The American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.

KEYSER, D.J. and FRIGE, N.M., 1978. Construction Problems in Water Tunnels in the Republic of South Africa. Int symp on Tunneling under Difficult Conditions, Tokyo, Japan. ITA.

MEYER, L.R. and BREKKE, T., 1981. An Investigation of Stand-up Time for Tunnels in Squeezing Ground. Rapid Excavation and Tunnelling Conferences, Society of Mining Engineers, The American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.

MULLER, L., 1978. The Reasons for Unsuccessful Applications of the New Austrian Tunnelling Method. Int symp on Tunneling under Difficult Conditions, Tokyo, Japan. ITA.

MULLER, L., 1963-1978. Der Felsbau, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.

PADOVAN, G. and PIGORINI, B., 1978. The Olympia Tunnel on the Autostade dei Trafori: Consolidation under Difficult Conditions. Int symp on Tunneling under Difficult Conditions, Tokyo, Japan. ITA.

PROCTOR and WHITE., 1977. Rock Tunnelling with Steel Supports, Commercial Shearing Inc.

PROCTOR and WHITE., 1977. Earth Tunnelling with Steel Supports, Commercial Shearing Inc.

SELMER OLSEN, R. and BROCH, E. Ingeniörgeologi - fjell, Kompendium för fag ur 21515 Geologisk Institutt, Norges Tekniske Högskole.

SCHACH, R., GARSHOL, K. and HELTZEN, A.M., 1979. Rock Bolting, Practical Handbook. Pergamon Press.

TREICHEL, H. Arlberg Road Tunnel Drive and Lining, särtryck över byggnadsarbetena med Arlbergtunneln.

YAGI, Y., 1978. Application of the NATM to the Nakayauru Tunnel. Int symp on Tunneling under Difficult Conditions, Tokyo, Japan. ITA.

Bilaga 1

Litteraturreferenser

1. Barrata, F.E., 1969, Landslides in Tropical Region of Rio de Janiero, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. & Fdn. Eng., Vol. 2, pp 507-516, Mexico.

2. Bennion, J.D., 1976, The Kaimai Tunnel, New Zealand - A case history, Tunnelling '76. Inst. of Mining & Metallurgy, Elsevier, pp 371-380.

3. Berry, N.S.M., E. Fink, C. Baresl, 1979, Twenty eight KM of Rock Tunnel Kielder Water Scheme. Tunneling '79, Inst. of Mining, pp 366-395.

4. Burke, H.H., 1957, "Garrison Dam - Tunnel Section Investigation - A Symposium." J. Soil Mech. & Fdn. Eng. Proc. ASCE, SN 4, Nov. Paper 1438, pp 1-50.

5. Carvalho, O.S. & K. Korari, 1977, Displacement Measurements as a means for Safe and Economical Tunnel Design, Int'l. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 709-721.

6. de Matos, M.M., 1974, Stability of Slopes in Residual Soil. Ms. Thesis U. of Alberta, Canada, 220 pages.

7. Frassoni, A., T. Moro, N. Nocilla & P.P. Rossi, 1981, Physical and Mechanical Characterization of a Weak Rock Involved in the Excavation of an Underground Powerhouse, Int. Symp. on Weak Rock, Vol. II, pp 205-209.

8. Garbesi, V.A., 1979, Integrated Mixed Face Mining and Support Systems Washington Metropolitan Area Transit Authority, Contract No. 1K00I1, Proc. RETC, Atlanta, pp. 188-205.

9. Gartung, E. 1981, Tunneling in Weak Sandstone, Proc. ISRM, Int. Symp. on Weak Rocks, Tokyo, pp. 136-141.

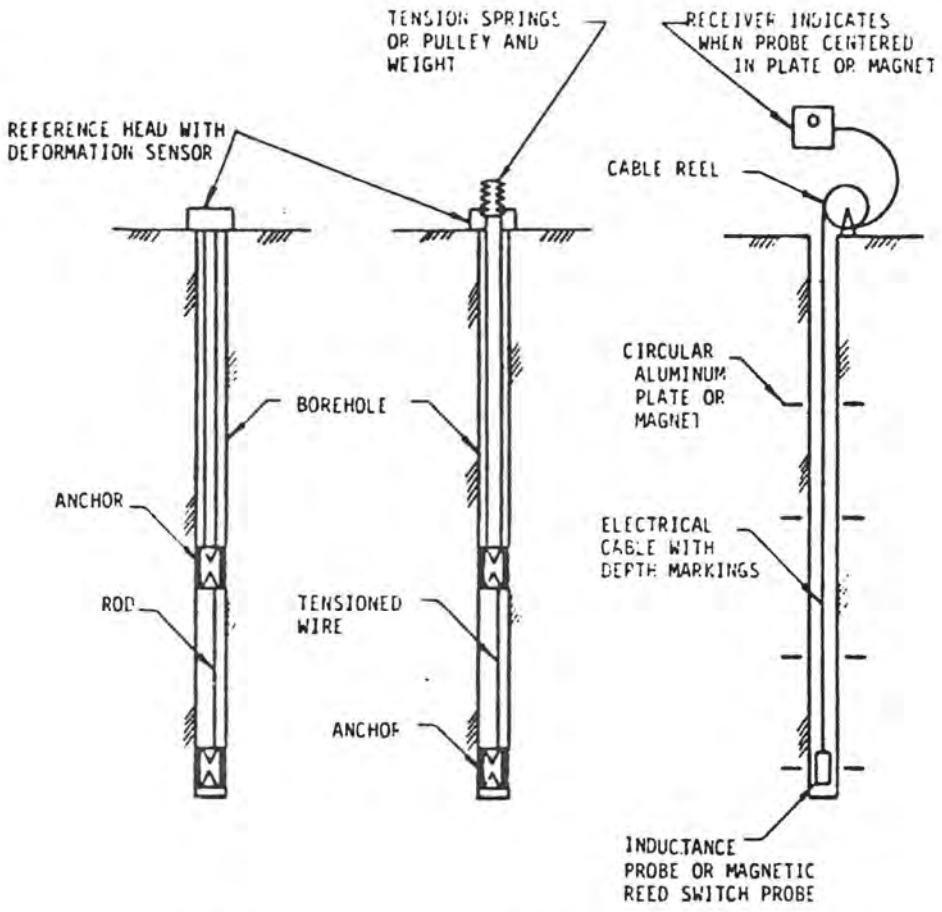
10. Hassani, F.P. & M.J. Scoble, 1981, Properties of Weak Rocks with Special Reference to the Shear Strength of their Discontinuities as Encountered in British Surface Coal Mining, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, ISRM, Tokyo, Vol. 2, pp. 179-182.

11. John, M., 1981, Application of the New Austrian Tunnelling Method Under Various Rock Conditions, Proc. RETC, San Francisco, May 1981, pp 409-426.

12. Jones, F.O., 1973, Landslides of Rio de Janiero and Serro das Araras Escarpment, Brazil, Geol. Survey, Prof. Paper 697, V.S. Dept. Interior

13. Jorden, E.E., & A. Hanna, 1981, Experience with Weak Rock, Int. Symp. on Weak Rock, ISRM, Vol. 2, pp 173-178.

14. JSCE (Working Group on Tunneling) 1981, The Current State of Rock Tunnelling in Japan, Int. Symp. on Weak Rocks, Vol. 5, pp. 112-122.



BASIC TYPES OF BOREHOLE EXTENSOMETERS

Figur 1

31. Moore, P.J., & K.R. Chandler, 1977, Some Properties of Weathered Sedimentary Rocks in the Melbourne Area, The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Assoc. of Geotechnica Italiana, Capri, 1977, pp. 345-352.

32. Murayama, S., K. Ohno, Y. Iwasaki, T. Tamura, 1981, Tunneling Through Weathered Granite Roofed by Freezing, Proc. ISRM Int. Symp. on Weak Rocks, Tokyo, pp. 187-192.

33. Neyland, A.J., R.F. Murrel, F.G. Watson & A.J. Cusworth, 1970, Tunnel Boring in Fractured and Weathered Rock, Proc. Symp. on Raise and Tunnel Boring, Melbourne.

34. Neyland, A.J. and A.G. Bennett, 1974, Pilot Tunnel Investigations into Aspects of Excavation and Primary Support for Melbourne Underground Rail Loop Tunnels, Conf. on Reshaping Cities Using Underground Construction, Melbourne, Australia, Oct. 1974.

35. Nunes, A.J. da C. 1969, Landslides of Soil of Decomposed Rock Due to Intense Rainstorms, Proc. 7th Int. Conf. SMFE, Mexico, V. 2, pp 542-554.

36. Owen, N., R.E. Scholl, and T.L. Brekke, 1979, Earthquake Engineering of Tunnels, Proc. RETC, p. 709-721.

37. Patterson, B.R., 1979, Engineering Geological Investigations of the Manioto to Combined Irregation & Power Scheme, Paerau Diversion Tunnel, Contract No. 1350/A Specification. N.Z. Geol. Survey EG 322.

38. Qiushun, Huang, 1981, Failure of Weak Rock Slopes, Proc. Int. Symp, on Weak Rock ISRM, Tokyo, Japan, Vol. 2, p. 179-182.

39. Read, S.A.K., P.J. Millar, B.W. Riddolls, T. White, 1981, Geomechanical Properties of New Zealand Soft Sedimentary Rocks, ISRM, Proc. Int. Symposium on Weak Rock Tokyo, Japan, Sept. 1981, pp 28-33.

40. Riddolls, B.W. & N.D. Perrin, 1976, Wellington Urban Motorway - The Terrace Tunnel Engineering Geological Investigations.

41. Romo, L.A., J.A. Ferrer & J. Silva, 1979, "Metro Tunnels, Caracas, Venezuela, Proc. RETC, Atlanta, pp 355-374.

42. Sancio, R. 1979, Analysis of the Stability of Slopes in Weathered Rocks, Ph.D. Dissertation, Univ. California.

43. Sandroni, S.S. 1977, Micromorphology and the Interpretation of a Landslide in Gnessic Residual Soil, The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Italy, pp 423-431.

44. Tanimoto, C., Shata and K. Kariya, 1981, Interaction Between Rock Bolts and Weak Rock in Tunneling, Proc. Int. Symp. on Weak Rocks, ISRM, Tokyo, Japan, Sept., Vol. III, pp 157-162.

45. Traylor, T.W., 1972, The Romeo Tunnels - Detroit, Michigan, A Current report on Rapid Excavation in Difficult Ground, Proc., RETC, Chicago, Vol. II, pp. 1113-1124.

46. Underwood, L.B. 1965, Machine Tunneling on Missouri River Dams; J. Construction Div., Proc. ASCE, May, No. 4314, pp. 1-27.

47. Vargas, M. 1967, Design and Construction of Large Cutting in Residual Soils, Proc. 3rd Pan Amer. Conf. Soil Mech. & Fdn. Eng. V. II, pp. 243-254, Venezuela.

48. Vargas, M, & E. Pichler 1957, Residual Soils & Rock Slides in Santos, Brazil, Proc. 4th Int. Conf. SMFE, London, Vol. 2, pp. 394-398.

49. Yoshimura, K. and M. Fuchino, 1981, Problems Assoc. With Tunneling Through High Water Pressure Zone, Proc. Int. Symp on Weak Rocks, ISRM, Toyko, Vol. 4, pp 314-319.

50. Yongxin, Qu, Xu Bing, Shi Mengziong, and Xu Xiaolan, 1981, The Engineering Geological Problems of Swelling Rocks in the Underground Construction, Proc. Int. Symp. on Weak Rocks, ISRM, Tokyo, Japan, Sept. 1981, pp 228-232.

51. Yungliang, Yu, 1981, Hydraulic Engineering of China on Weak Rock, Proc. Int. Symp. on Weak Rocks, ISRM, Vol. 4, pp. 302-308.

52. Zhaomin, Zeng, 1981, An Engineering Geologic Study of Argillaceous Soft Rock at the Gezhouba Project on the Yangtze River, Proc. Int. Symp. on Weak Rocks, ISRM, Vol. 4, 272-278.

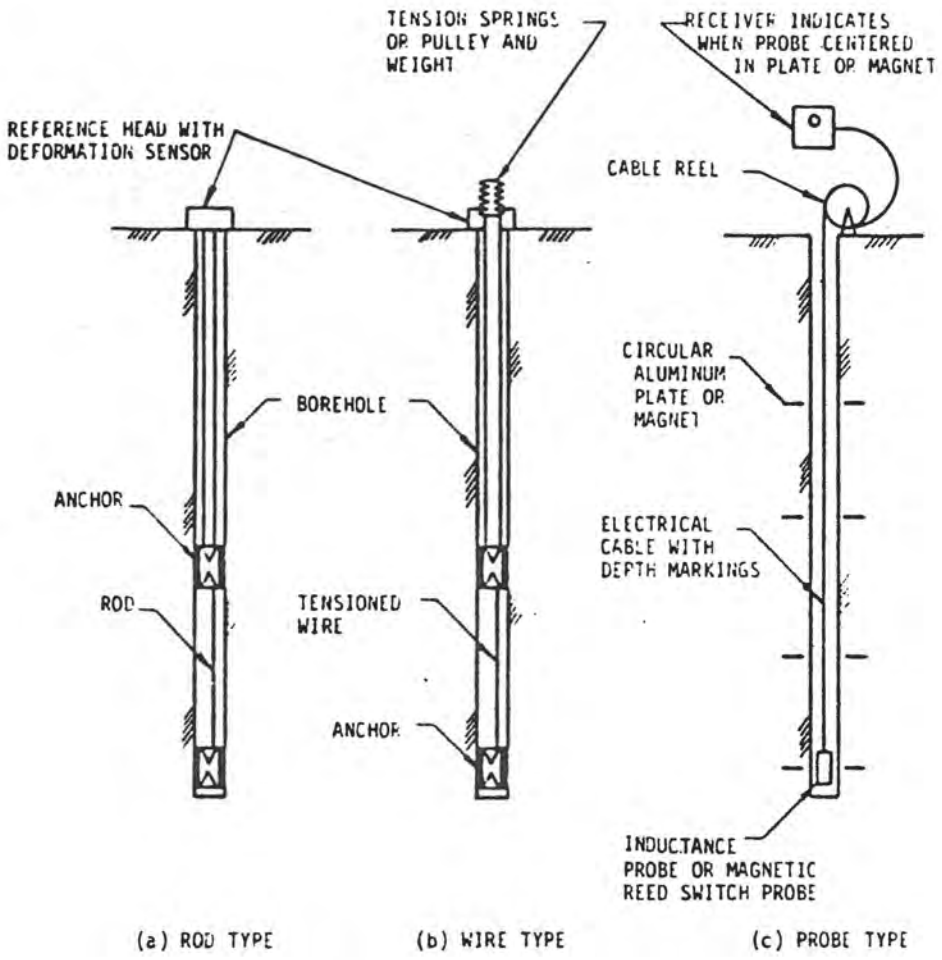
Bilaga 2

INSTRUMENTERINGSTEKNIK

1. Borrhålsextensometrar

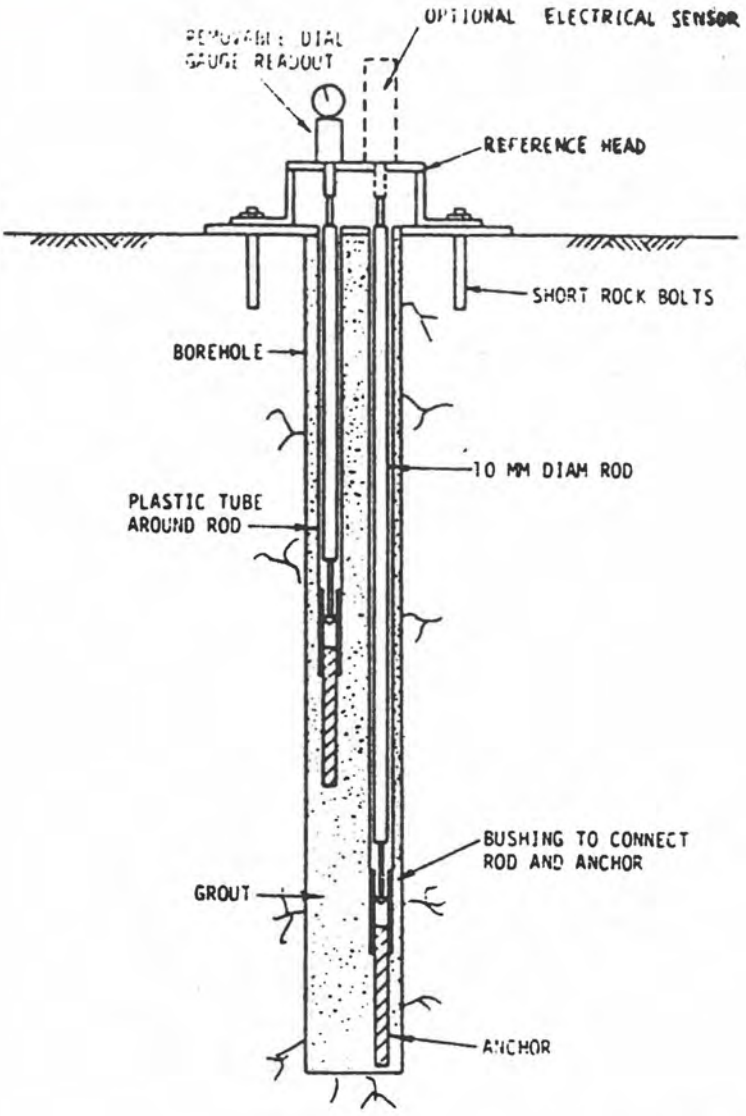
Den enklaste typen av extensometer är en bult som gjuts in på ett visst djup i ett borrhål och som gör det möjligt att mäta deformationen som förskjutningen av tunnelväggen relativt bulten. I allmänhet installeras en serie extensometrar som förankras på olika nivåer. Ankaret längst från tunneln bör därvid läggas i ostört berg. För att möjliggöra förankring på flera nivåer kan antingen en s k multiple-position extensometer som installeras med flera ankare i samma hål användas eller flera single-position mätare som installeras en och en i hål med olika djup. Hålen bör i det senare fallet placeras med ett mellanrum av 0,3-0,5 m och helst i samma block.

Helst skall mätarna installeras innan mera omfattande rörelser inträffat. Mätare som installerats från markytan eller intilliggande tunnlar ger därför den mest värdefulla informationen. I vissa fall har mätare installerats från en pilot-tunnel placerad i hjässan av det planerade bergrummet. Figurerna 1 och 2 visar några av de vanligaste typerna av extensometrar.



BASIC TYPES OF BOREHOLE EXTENSOMETERS

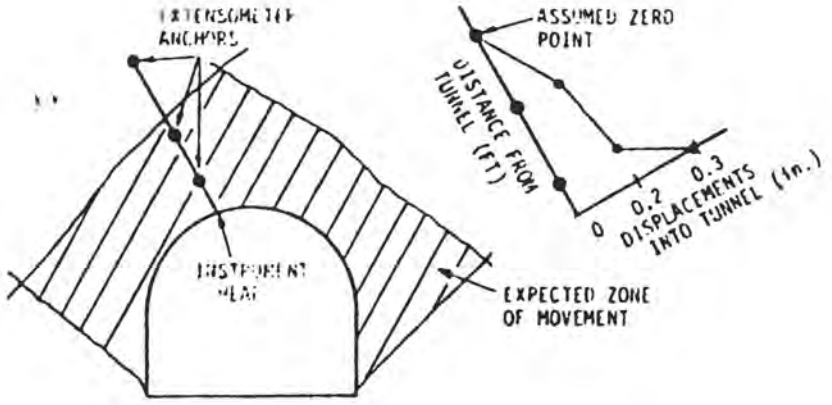
Figur 1



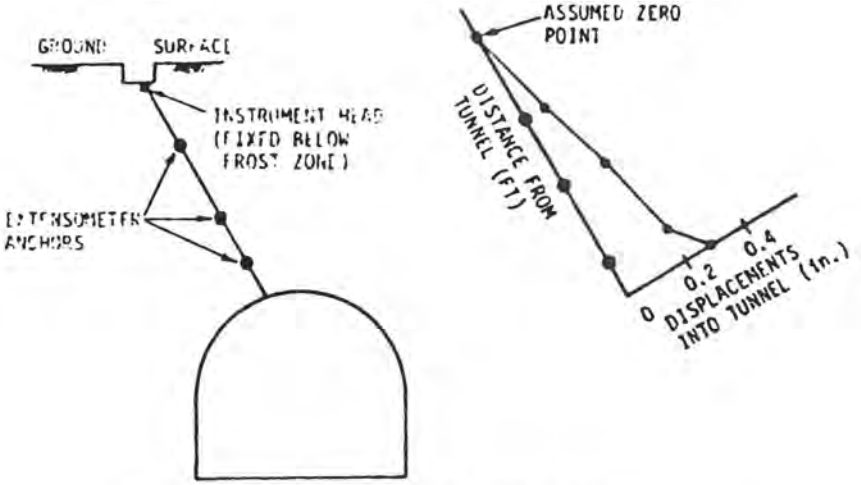
INTERFELS TYPE BOREHOLE EXTENSOMETER
(AFTER HANNA, 1973)

Figur 2

Figurerna 3 och 4 visar exempel på installationer och redovisning av mätresultat.



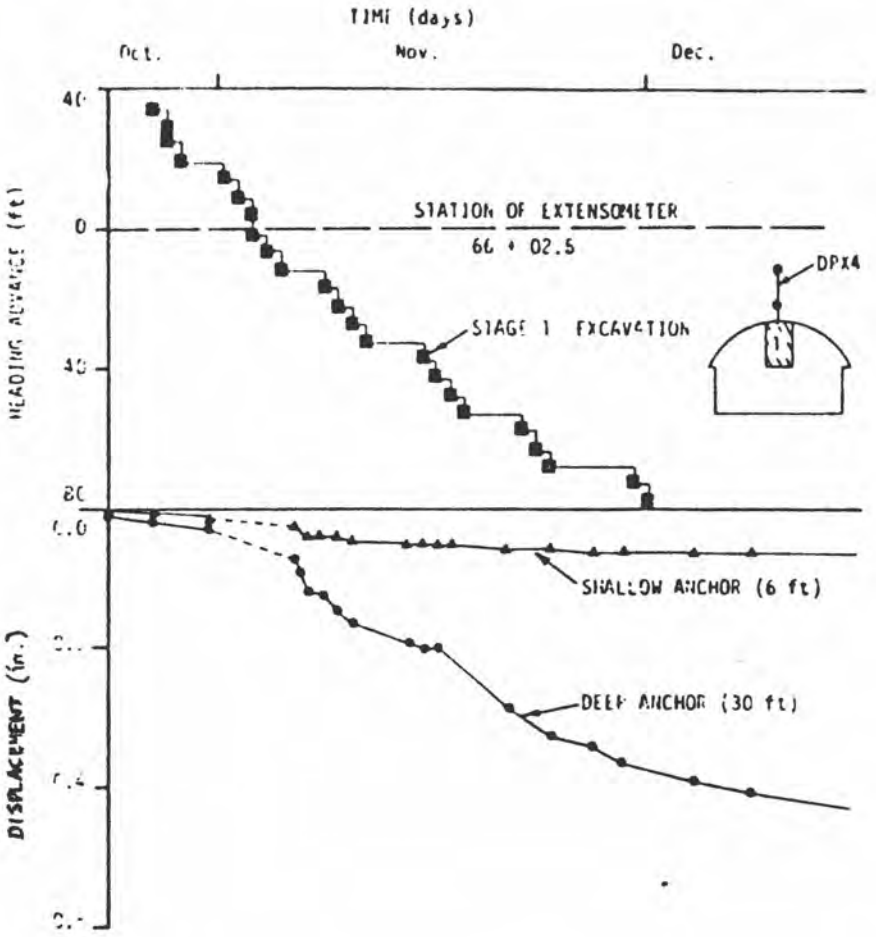
(a) EXTENSOMETER INSTALLED FROM TUNNEL



(b) EXTENSOMETER INSTALLED FROM GROUND SURFACE

USE OF BOREHOLE EXTENSOMETERS FOR MONITORING ROCK DISPLACEMENTS ABOUT A ROCK TUNNEL

Figur 3 (E J Cording et al, 1975



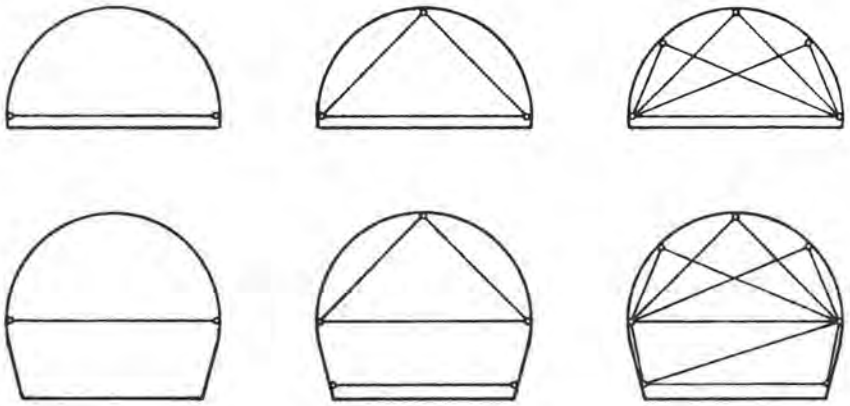
TYPICAL PLOT OF DISPLACEMENT VS TIME FOR EXTENSOMETER DATA COMBINED WITH CONSTRUCTION HISTORY (AFTER MAHAR, 1975)

Figur 4

2. Konvergensmätningar

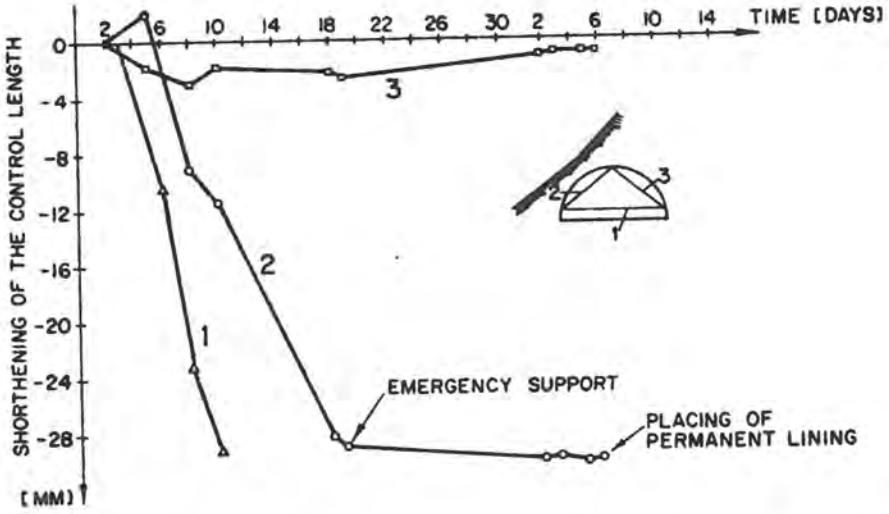
Konvergensmätningar utförs vanligen med tape- eller stavextensometrar mellan mätpunkter på väggar och i tak. Typiska mätsektioner visas på figur 5. Ett flertal fabrikat finns tillgängliga, exempel är:

Instrument	Fabrikat	Noggrannhet
Tape extensometer	Slope Indicator	0,08 mm/30 m
Constant tension wire Distometer	Telemac	0,01 mm

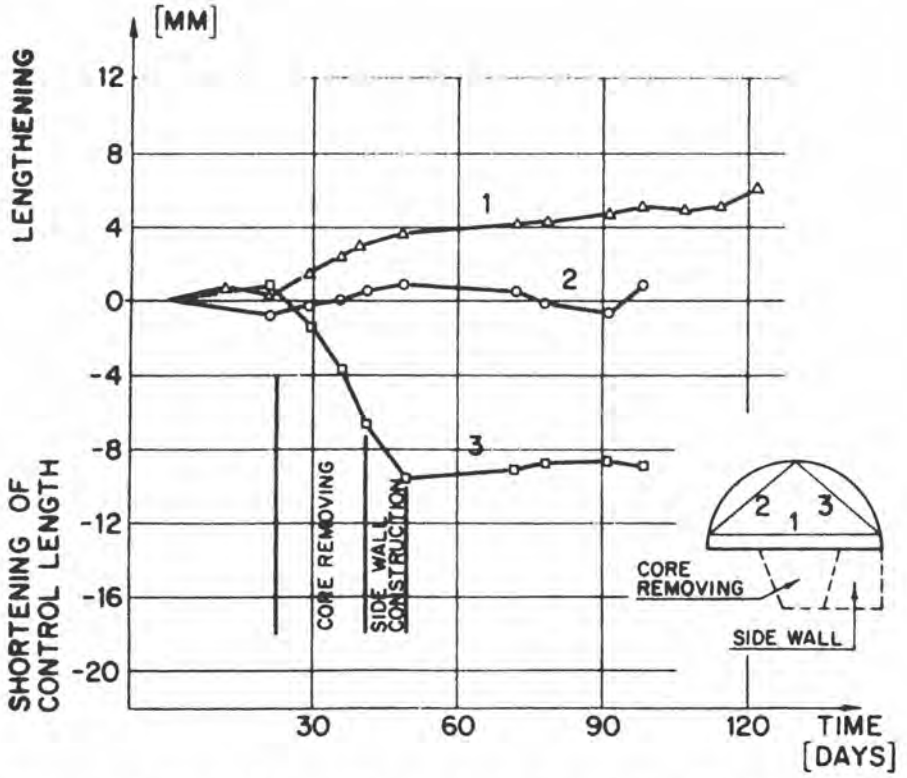


Figur 5 (O S Carvalho och K Kovári, 1977)

Figurerna 6 och 7 visar resultat från konvergens-mätningar och hur dessa använts för att säkerställa stabiliteten vid drivningen av en 120 m² motorvägs-tunnel i Brasilien.



Figur 6 (O S Carvalho och K Kovári, 1977)



Figur 7 (O S Carvalho och K Kovári, 1977)

3. Rekommendationer vid deformationsmätningar

.1 Mätnoggrannheten bör för mätning i berg vara $\pm\frac{1}{10}$ mm.

.2 Känslighet (minsta registrerade rörelse) 10^{-2} mm.

.3 Erforderligt mätområde: miniumum ±2,5 cm.

.4 Gör det möjligt att kontrollera de uppmätta värdena med en oberoende konvergens- eller extensometermätning (gäller speciellt mätare installerade från ytan) eller alternativt precisionsavvägning. Ett exempel på instrumenterad sektion framgår av figur 8.

.5 Nollmätning skall utföras omedelbart efter installationen.

.6 Elektriskt avlästa mätare skall även kunna avläsas mekaniskt.

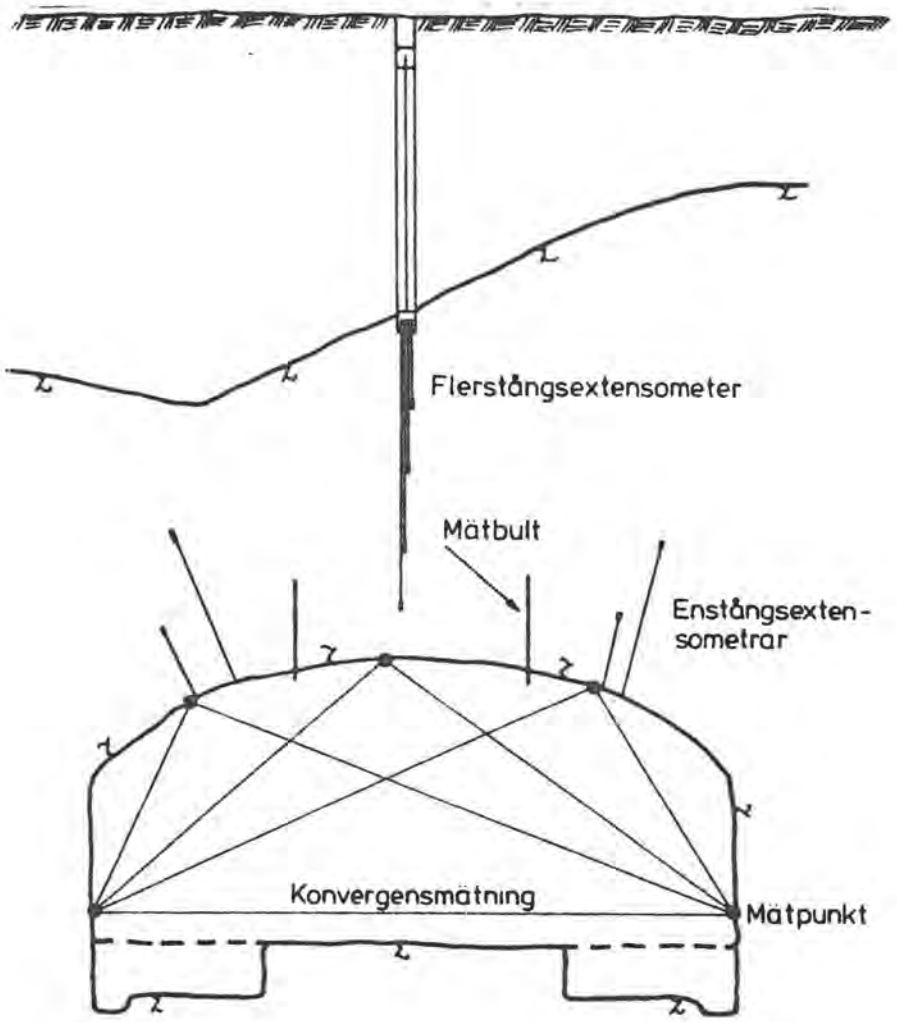
.7 Mätare som skall installeras från tunneln skall kunna installeras snabbt med användandet av befintlig borrutrustning.

.8 Mätare installerade från markytan skall korrigeras med hänsyn till temperaturvariationer.

.9 Vid installation av en extensometer är det viktigt att åtminstone en fästpunkt ligger utanför den potentiella rörelsezonen.

.10 Installation skall följas av en erfaren tekniker knuten till instrumenteringsprogramet. Han skall kunna göra modifieringar av utformningen av instrumenteringen om observationer från borrningen ger anledning till dessa.

.11 Extensometrar med större längd än 30 m bör testas innan de installeras. Testen görs genom att mätaren installeras i ett rör med samma längd och diameter som borrhålet. Mätutrustningen ges en känd deformation som sedan jämförs med den som registreras av mätaren.



Principsektion med system för deformationsmätning

Figur 8 (Stille et al, 1981)

4. Avvägning

Instrumentmätningarna skall alltid kompletteras med observationer och avvägningar. Extensometrar kan registrera rörelser med en precision av ±0,003 cm medan de vid en avvägning registreras med noggrannheten ±0,3 cm. I ett riktigt instrumenterat tvärsnitt erhålls de första indikationerna vanligen med extensometrar. Avvägningar kan avslöja om rörelser som berör hela extensometern inträffar.

5. Lastceller

Lastceller består vanligen av en elastisk kropp som är instrumenterad med givare som mäter deformationen under last. De flesta celler för fältbruk är uppbyggda av en kort solid stålstav eller ett tjockväggit stålrör. Deformationsmätare av motståndstyp är monterade på staven och stav med givare är inkapslade som skydd mot vatten och mekanisk åverkan. Lastceller med vibrerande stränggivare marknadsförs även och rekommenderas vid svåra förhållanden och när mätningarna skall pågå under lång tid. Andra typer av lastceller är hydrauliska tryckceller, celler med fotoelastiska deformationsindikatorer samt celler med tallriksformade brickor i stället för elastisk stav.

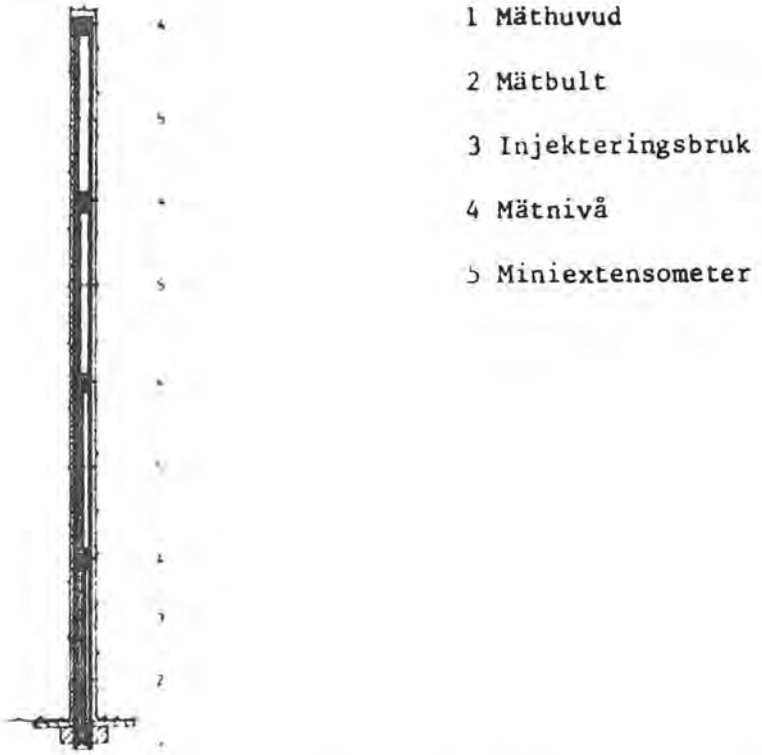
Lastcellerna är konstruerade för mätning av axiella laster, antingen tryck eller drag eller bådadera. Eftersom cellerna störs av excentriska laster och böjmoment bör monteringen göras så att sådana laster och moment minimeras.

Noggrannheten hos cellerna är vanligen 0,25 till 1 % av deras totala mätområde.

Lastceller används ofta för att bestämma lasterna i stålbågar. Därvid placeras de vanligen vid foten eller i takskarven. Om invert struts erfordras för att balansera horisontalkrafterna placeras mätarna vanligen vid änden av dessa. Vid cirkulär sektion placeras cellerna i skarven mellan sektionerna. Det är viktigt att inplaceringen av cellerna inte stör lastbilden genom att bryta kontinuiteten hos båten. Cellerna bör alltid installeras samtidigt som bågen då detta underlättar monteringen och dessutom gör att hela lasthistorien kan dokumenteras. Efter avslutad mätning är det i allmänhet möjligt att återvinna lastceller.

Ett annat område där lastceller används är för att mäta krafterna i bultar och förankringsstag. Mätning på bultar görs främst på oingjutna eller

delvis ingjutna bultar. Två typer av celler förekommer dels sådana där cellerna placeras koncentriskt över bulten vid tunnelväggen dels sådana där cellen utgör en del av bulten. Figur 9.



Figur 9 Principskiss av Interfels mätbult.
(H Stille et al, 1981)

Lastcellernas kapacitet bör vara minst lika med flytgränsen för stålet i bulten gånger bultens tvärsnittsarea. Förhållandet mellan maximal kapacitet och mätkänsligheten bör inte vara lägre än 50 och helst minst 100.

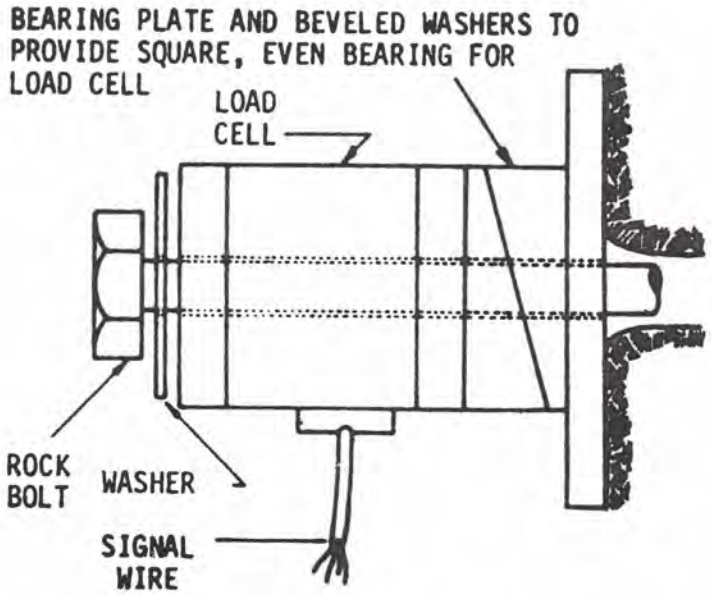
Exempel på olika typer av celler visas på figur 10-12.

Figur 11 visar Interfels Disc Load Cell. Deformationerna mäts med en mätklocka och lasten bestäms med hjälp av en kalibreringskurva. Mätnoggrannheten anges till ±2 % av totala lastkapaciteten.

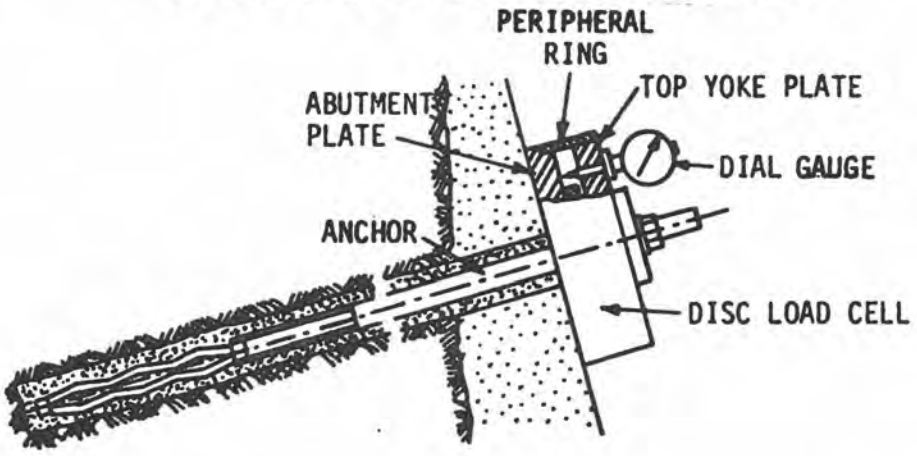
Liknande mätceller tillverkas av Terrametrics, Norseman, Proceq och Doboku Sokki.

På figur 12 visas en cell som på fotoelastisk väg registrerar lasterna.

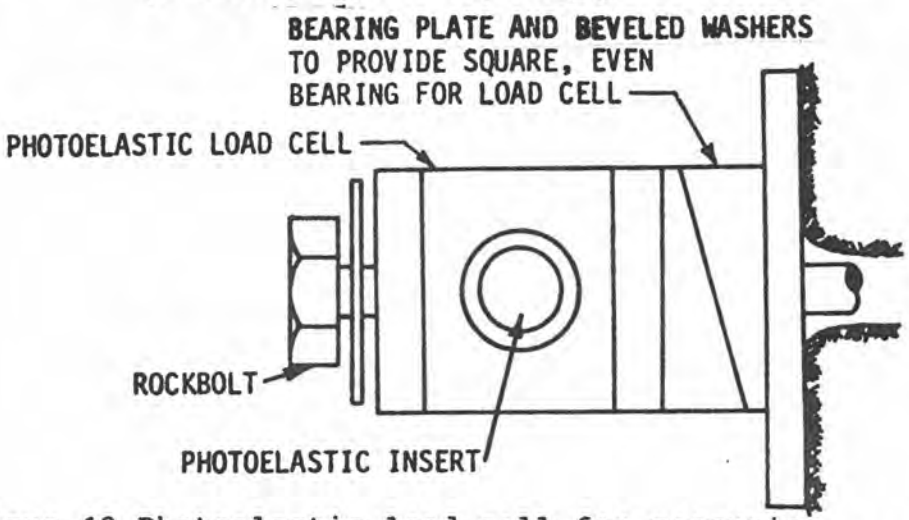
Cellen tillverks av Terrametrics och noggrannheten uppges uppgå till ±0,5 %.



Figur 10 Rock Bolt Load Cell Installation (Terrametrics) (E J Cording et al, 1975)



Figur 11 Disk load cell (Interfels-Terrametrics) (E J Cording et al, 1975)



Figur 12 Photoelastic load cell for measuring rock bolt loads. (E J Cording et al, 1975)

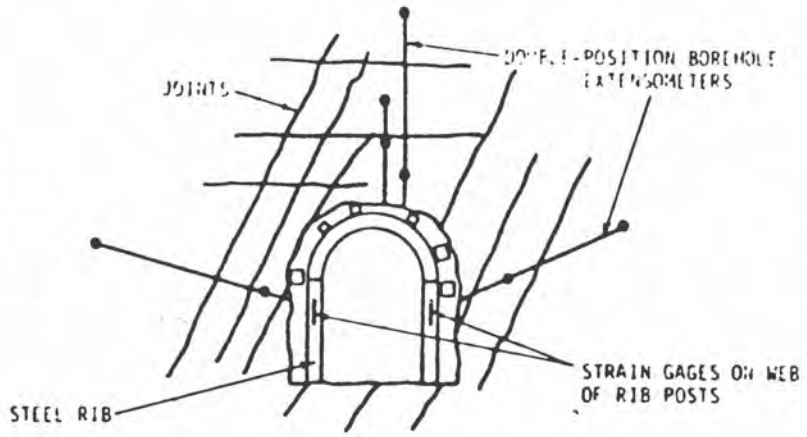
6. Mätningar för bestämning av samverkan mellan berg och förstärkningar

Vid dimensioneringen av förstärkningar i tunnlar och bergrum är ofta de antagna trycken, momenten och deformationerna mycket approximativa. I vissa fall görs dimensioneringen av permanentförstärkningarna extremt konservativa medan driftförstärkningarna däremot är alltför okonservativa vilket kan leda till ras eller onödigt stora laster på förstärkningarna.

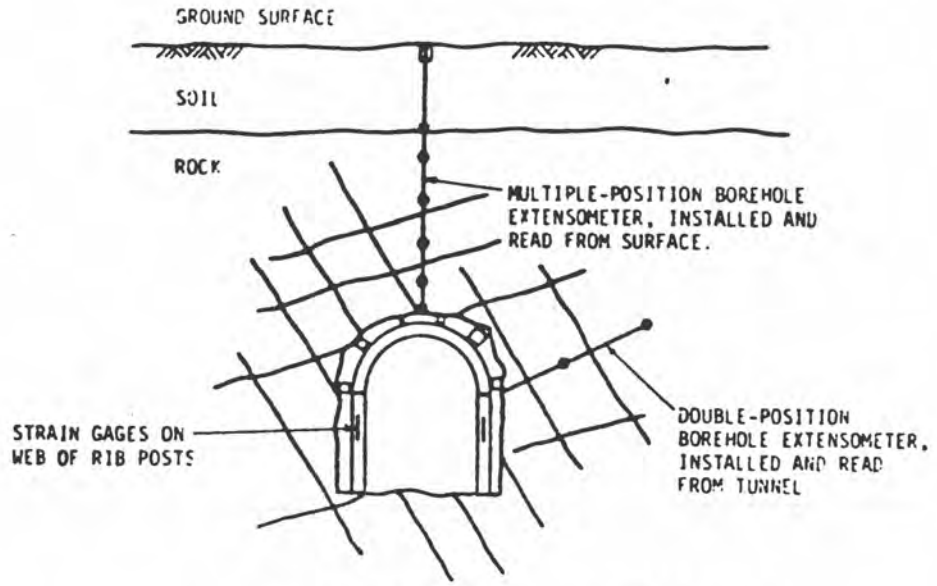
Det är speciellt vid byggnadet av tunnlar och bergrum med stora areor som ekonomiska vinster kan göras i samband med dimensioneringen av förstärkningarna. Mätningar av lasterna på lining, spänningar och deformationer utförs därvid. Nedan anges exempel på vad sådana mätningar kan innefatta:

- lastceller, vanligen används specialtillverkade stålbågselement med inmonterade celler,
- spänningsmätare, mekanisk, vibrerande sträng eller motståndsmätare. Mätarna monteras på stålbågar, gjuts in i betong eller sprutbetong eller fästs på ytan av tunnelinklädnaden,
- deformationsmätningar, med hjälp av borrhålsextensometrar eller konvergensmätningar,
- tryckceller, placerade mellan lining och berg. Denna typer av mätare mäter trycket mycket lokalt och stor spridning i mätvärdena erhålls vanligen.

Exempel på instrumentering av tunnlar med olika typer av drivningsmetod och förstärkning ges på figurerna 13-15.

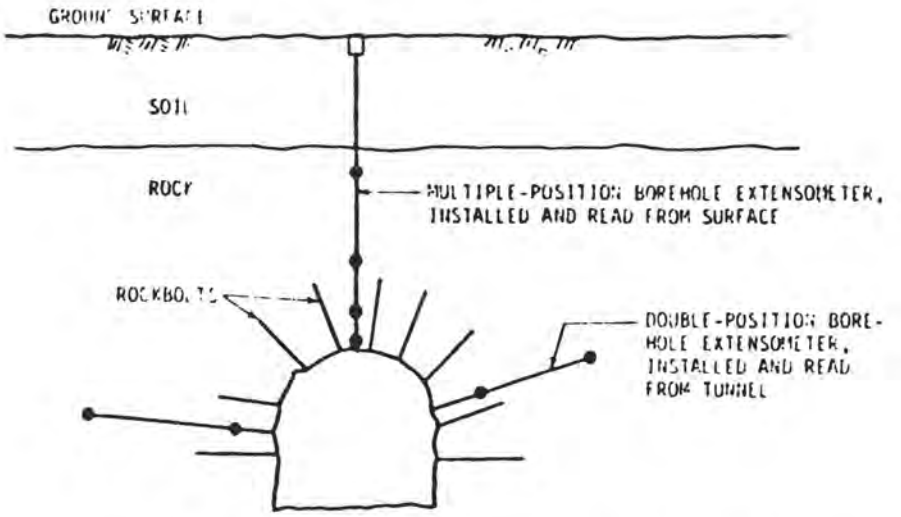


INSTRUMENTATION SCHEME FOR A DEEP ROCK TUNNEL
SUPPORTED WITH STEEL RIBS

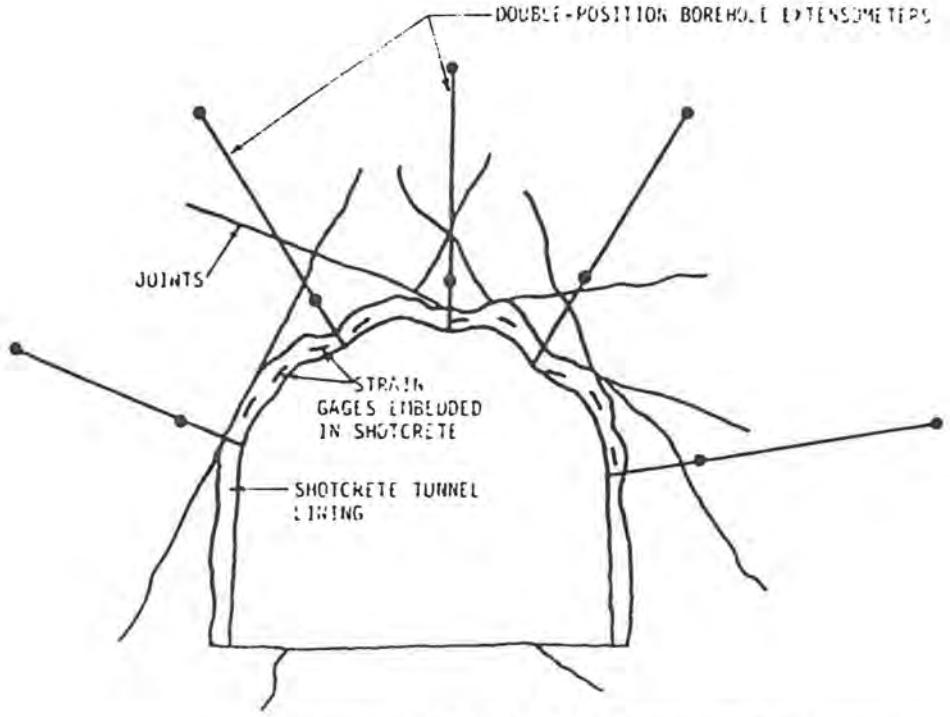


INSTRUMENTATION SCHEME FOR A SHALLOW ROCK TUNNEL
SUPPORTED WITH STEEL RIBS

Figur 13 (E J Cording et al, 1975)

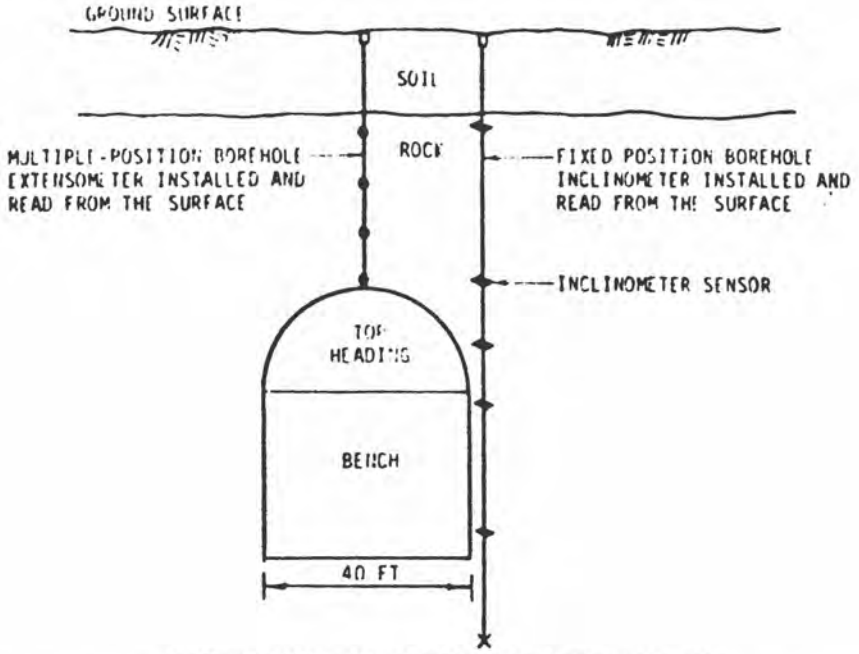


INSTRUMENTATION SCHEME FOR A SHALLOW ROCK BOLT SUPPORTED TUNNEL

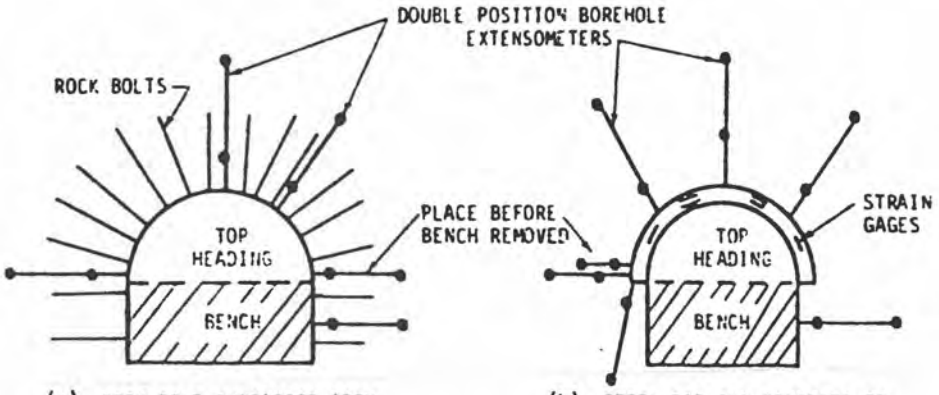


INSTRUMENTATION SCHEME FOR A SHOTCRETE SUPPORTED TUNNEL

Figur 14 (E J Cording et al, 1975)



INSTRUMENTATION FOR SHALLOW ROCK TUNNEL WITH HIGH SIDEWALLS



INSTRUMENTATION FOR MONITORING HEADING AND BENCH EXCAVATION

Figur 15 (E J Cording et al, 1975)

7. Portrycksmätare

Portrycksmätare används för att mäta grundvattennivåer och vattentryck. Portrycken kan variera mellan olika lager i en lagerföljd vilket medför att det kan vara nödvändigt att installera en serie mätare, avgränsade från varandra, för att klarlägga grundvattenförhållandena.

Mätning i jord och berg ställer ofta olika krav på utformningen av mätsystemet. Permeabiliteten hos det ospruckna berget har ofta samma storleksordning som en lera medan vattenföringen i sprickzoner och partier med uppkrossat berg kan uppgå till samma mängder som i gruslager. Utplaceringen av portrycksmätare måste således väl anpassas till de geologiska förhållandena.

Principen för alla typer av portrycksmätare är att det inre tryck som erfordras för att balansera det yttre portrycket bestäms. Tre bastyper av mätare finns tillgängliga:

- slutna system
- membransystem.

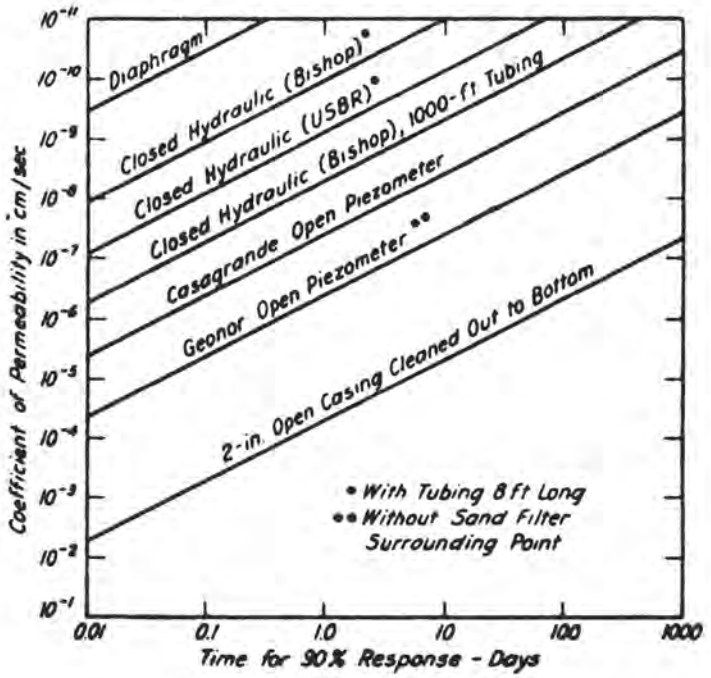
Tabell 1 ger en sammanställning av de olika typerna och deras för- och nackdelar.

Vid val av portrycksmätare är huvudregeln att den enklaste utrustningen som uppfyller de hydrauliska villkoren skall väljas. Av ovan nämnda system är det öppna systemet det enklaste och membransystemet det mest sofistikerade. I de komplicerade systemen ställer mätarna snabbare in sig för det portryck som råder utanför mätaren. Dessa mätare får en kortare livslängd och felkällorna vid mätning är flera. Det är ofta lämpligt att komplettera en mätsektion med slutna mätare med öppna för att få en kontroll av grundvattenbilden i stort. Tiden det tar för en mätare att balansera det omgivande portrycket styr vanligen valet av mätare. I figur 16 visas de erforderliga tiderna för olika typer av mätare.

I de flesta tunnelprojekt är det grundvattenförhållandena i de genomsläppliga bergpartierna som är av intresse. Vanligen är det därför mätare tillhörande det öppna systemet, som kommer till användning. I vissa fall måste andra typer användas, som exempelvis om man vill mäta vattentrycket bakom en tät tunnelinklädnad, eftersom förutsättningen för mätning med det öppna systemet är att ståndröret mynnar över vattenytan. I detta fall kan mätare av membrantyp vara lämpliga.

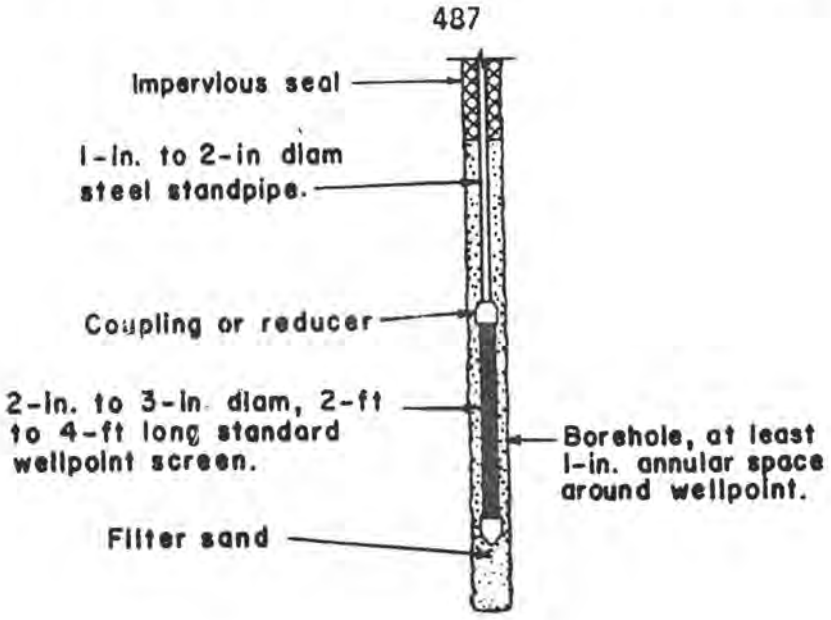
Tabell 1 (E J Cording et al, 1975)

Type	Useful Permeability Range	Accuracy	Advantages	Limitations and Precautions	Reliability
Open System Piezometers	10^{-2} to 10^{-7} cm/sec	± 1/8 in. Head	Simple, inexpensive and adequate for most earth problems.	Central observation system can not be used	
Wellpoints			Simple, inexpensive, universally available. Can be driven in place.	Large time lag in low porosity materials ($k < 10^{-4}$ cm/sec), metallic elements may corrode. Can not measure negative pore pressures.	Excellent
Cassagrande	10^{-5} to 10^{-8} cm/sec		Simple, inexpensive, no metallic elements. Long service life. Provisions for offset riser pipe and flushing tip available.	Can not measure negative pore pressures. Requires borehole and carefully placed bentonite seal.	Excellent.
Geonor			Can be pushed or driven into soft ground. Time lag reduced by placing in borehole with filter zone.	Can not measure negative pore pressures.	Excellent
Cambridge			Simple driveable piezometer with inexpensive tip and shield to protect tip during driving.	Can not measure negative pore pressures. Metallic elements may corrode.	Excellent
Closed System Piezometers	10^{-6} to 10^{-9} cm/sec	Depends on pressure gauge used	Central observation system can be used. Can measure negative pore pressures. Useable in low permeability soils.	More difficult to install than open system piezometers. Requires frequent and careful de-airing.	
USBR Type			Simple, inexpensive, readily available. Long experience record.		Excellent
Bishop			Simple. Designed for less frequent de-airing than USBR type. Can be pushed into soil from bottom of borehole.		
Diaphragm Piezometers	10^{-9} to 10^{-11} cm/sec	Depends on pressure gauge used. Typically ± 1% or less of full scale.	Very small time lag, usable in very low permeability situations. Central observation system can be used. Can measure negative pore pressures.	Most costly and difficult to install and operate.	Good to Fair
Pneumatic Types - Terra Technology Co. Slope Indicator Co. Warlam Geotesting-Hall			Not subject to freezing. Smaller, less expensive tubing used.	Can not measure negative pore pressures. Leakage and moisture in lines are problems.	
Hydraulic Types Terrametrics			Simpler. Easier to seal against leakage.	Can not measure negative pore pressures. Requires constant volume pumps.	
Electrical Resistance Strain Gage Type Carlson MES Univ. of Alberta SRI		Depends on transducer. Typically ± 1% or less of range.	Can often be locally fabricated from commercially available parts. Adaptable to automatic data recording. Can measure negative pore pressures.	Service life of resistance type strain gage is often limited. Susceptible to wiring damage.	
Vibrating-Wire Strain Gage Type Maihak Geonor Telemac			More reliable than resistance strain gage type. Adaptable to automatic data recording.		

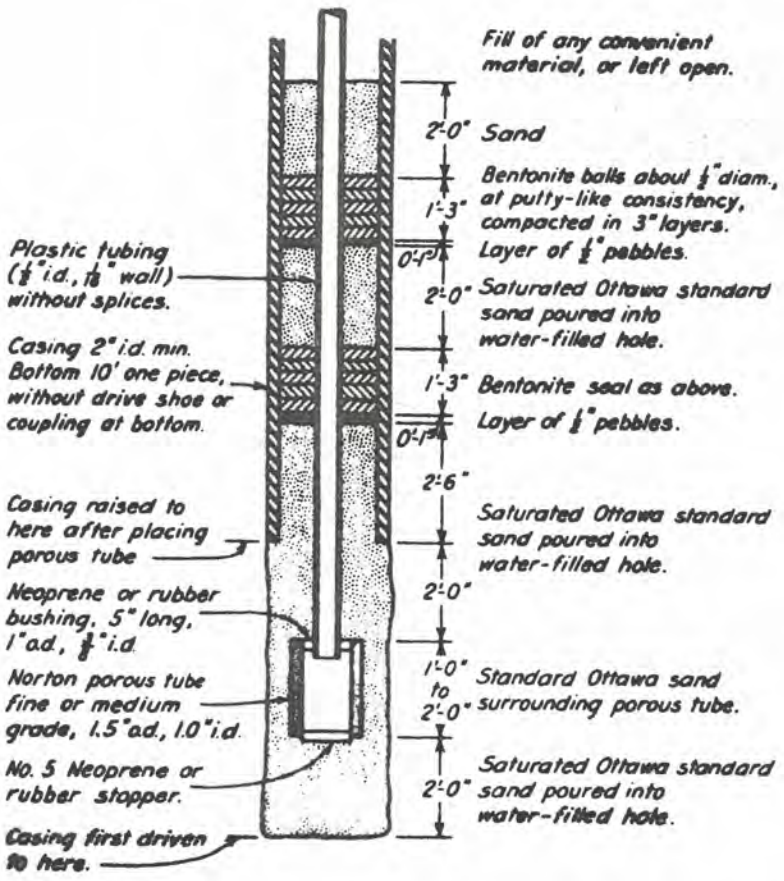


Figur 16 Approximate response times for various types of piezometers (Terzaghi and Peck, 1967).

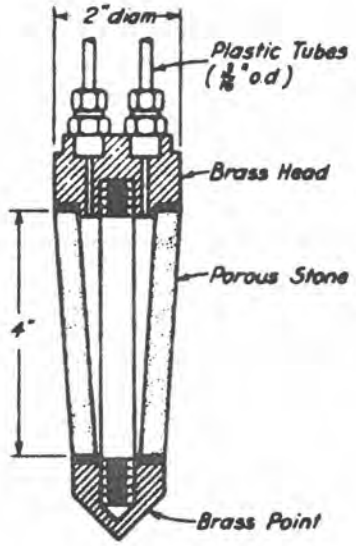
I figur 17 och 18 visas exempel på mätare av öppen typ. Mätare av sluten typ visas på figur 19 och mätare av membrantyp på figur 20 och 21.



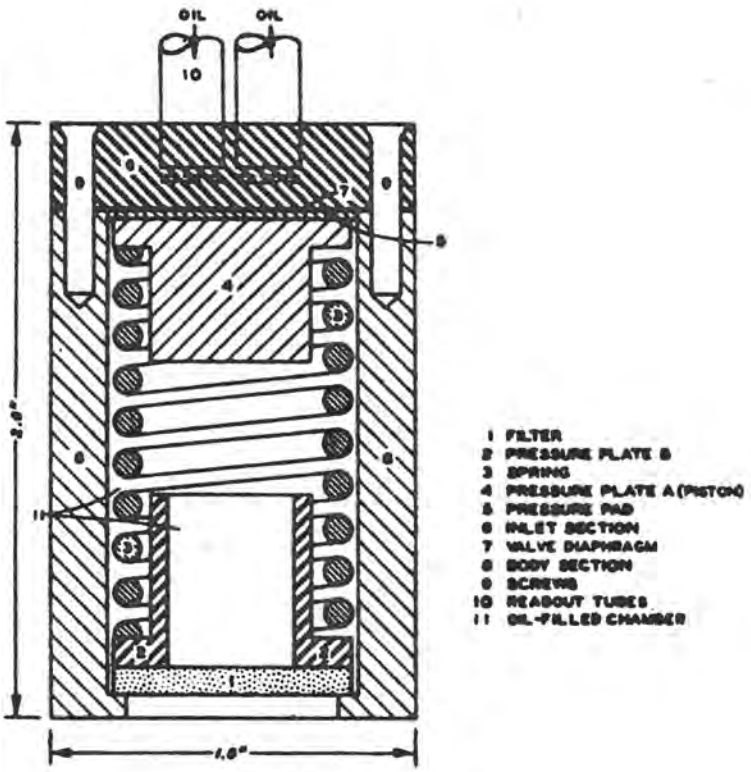
Figur 17 Wellpoint piezometer (McCall and McAnear, 1971).



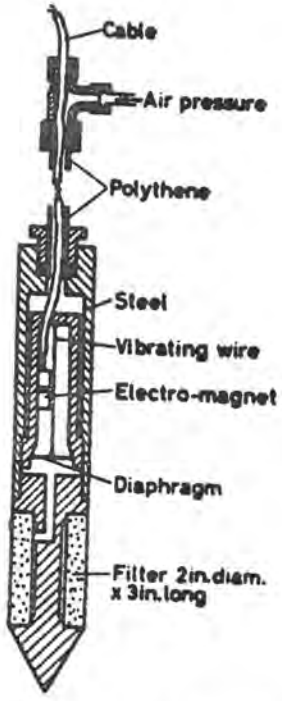
Figur 18 Casagrande type piezometer (Casagrande, 1949).



Figur 19 Bishop hydraulic piezometer (Bishop et al., 1960).



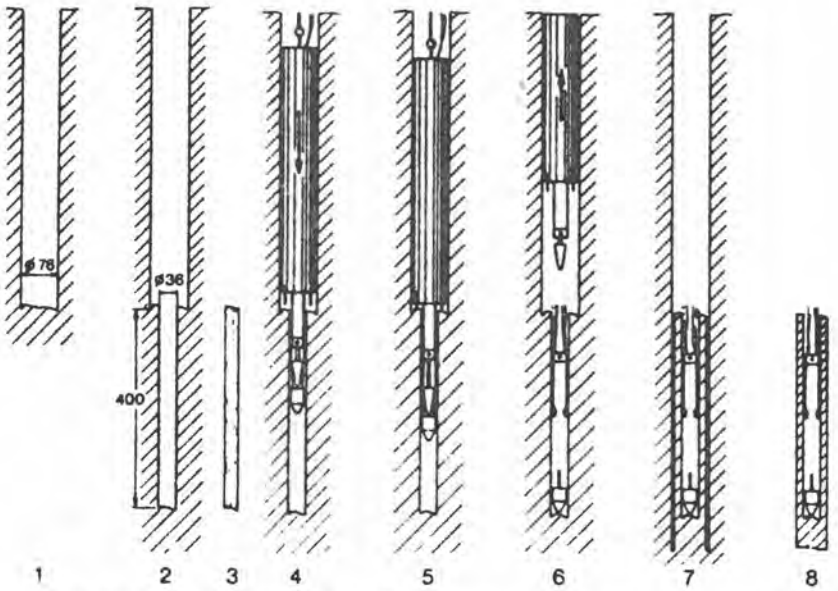
Figur 20 Terrametric hydraulic diaphragm piezometer (Terrametrics).



Figur 20 BRS vibrating-wire piezometer (Penman, 1960).

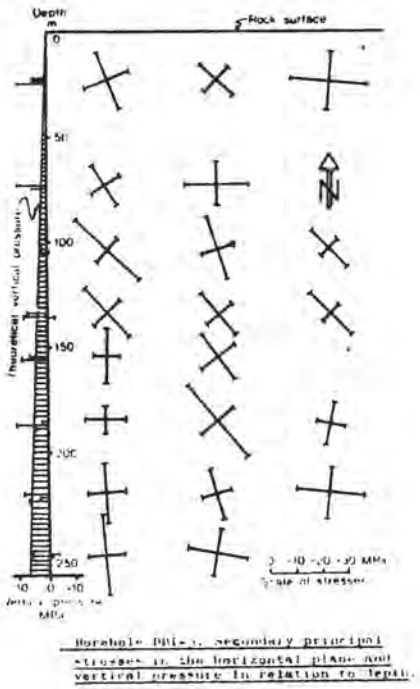
8. Spänningsmätningar

Kunskap om spänningsfördelningen i en bergmassa gör det möjligt att utforma tvärsektion och orientera bergrum på bästa möjliga sätt. Största värdet har spänningsmätningar vid bergrum med stor spännvidd och på stort djup. Som nämnts tidigare används denna typ av mätning därför ofta i gruvor som ju följer malmkroppen mot djupet. I Sverige har dessutom utvecklingsarbete utförts vid Vattenfall där man arbetat fram en metod att installera mätare för mätning av triaxiellt tryck i djupa borrhål. Mätningar har gjorts i upp till 320 m djupa hål. Metoden bygger på ingjutning av en mätkropp i ett hål med liten diameter (ø36 mm). Den ingjutna mätkroppen och omgivande berg borras sedan ut med ø76 mm krona. Förfarandet illustreras på figur 22. Exempel på mätresultat ges i figur 23.



Operations for cementing and measuring
(1)78-mm borehole,(2)36-mm borehole,(3) appraisal of small core, (4) position of the probe before triggering off the mechanism, (5) cementing, first measurement, (6) release of the carrier and hoisting of the probe, (7) overcoring, (8) second measurement.

Figur 22 (R Hiltscher et al, 1979)



Figur 23 (R Hiltscher et al, 1979)

Förutsättningarna för att mätningarna skall kunna utföras är:

- o det måste vara möjligt att borra ut en minst 30 cm lång sprickfri ihålig kärna,
- o bergspänningarna måste vara avsevärt större än spridningen i mätresultaten,
- o bergspänningarna får inte vara för stora jämfört med bergets draghållfasthet. Detta kan leda till att bergkärnan delas upp i skivor eller spjälkas upp i samband med utborrningen.

En metod för att få en uppfattning om bergspänningarnas storlek är hydraulisk uppspräckning av berget. Metoden kräver relativt enkel utrustning och har utförts i mycket djupa borrhål (upp till 5000 m). Med hjälp av en vatteninpressningsutrustning sätts ett parti av borrhålet under tryck, som ökas så att en uppspräckning sker. Försöket fortsätts sedan för att klarlägga vilket tryck som erfordras för att hålla sprickan öppen. De uppmätta trycken ger den minsta huvudspänningens storlek. En kombination av uppspräckning och TV-granskning kan ge en uppfattning av huvudspänningarnas orientering.

Bilaga 3

TUNNEL INSTRUMENTATION BIBLIOGRAPHY

I. Introduction

This bibliography has been compiled by Delon Hampton & Associates for the U.S. Department of Transportation/Federal Highway Administration. It is the first phase of a three-phase project designed to help increase general knowledge of tunnel instrumentation and its benefits. The second phase consists of a two-day conference, with corresponding proceedings, which will bring together representatives of each group involved in tunneling projects; i.e., owners, designers, contractors, as well as instrumentation specialists. The third phase will utilize case histories to emphasize the benefits which have been realized in the past as a direct result of the proper use of instrumentation.

The purpose of this bibliography is to facilitate the acquisition of information pertaining to the planning, design and/or implementation of monitoring programs for transportation tunnels and related underground facilities. The references cited are not only those related to underground construction for transportation facilities, but also the monitoring techniques are generally applicable.

The initial base, of over 80 references, on which the bibliography was built came from the instrumentation reference file of Goldberg, Zoino and Dunnicliff and Associates, Inc. To this were added applicable papers and reports from the U.S. Department of Transportation, the numerous soil and rock mechanics conferences, and from the Geotechnical Abstracts. In all, the bibliography contains over 300 references dating from 1916 to the present.

II. Index

Due to the large number of papers involved, a systematic method of cataloging the papers was necessary. A key word index was developed which fulfilled the requirements. Initially, seven general categories were selected which represented those areas of interest within the field of instrumentation for underground construction. The relative importance and interrelationships of specific topics under each category were then reviewed, and corresponding key words assigned. Table 1 lists the key words in their general categories. Definitions for the key words are not always the same as one would assign these words when used in a different context. The key words, with their definitions as used here, are listed alphabetically in Table 2. The definitions are purposely general so that all aspects of a particular topic can be included under one key word.

A sample of the key word index is shown in Figure 1. Its matrix format allows quick selection of the papers of interest under a particular subject heading. Using Figure 1 as an example will illustrate the use of the index. If the user is looking for references on equipment to monitor rock deformation, both Alexander, et al. (1965) and Amstad (1977) would be of interest. If information on installation of this equipment is required, then only Amstad (1977) would be selected.

The general index is contained in Table 3, and the references follow immediately.

Table 1. Key Words for Instrumentation Bibliography

Type of Underground Opening

- Chamber
- Cut & cover
- Pilot

Medium Type

- Rock
- Soft ground

Medium Support

- Cast-in-place
- Rock bolts
- Segmental
- Shotcrete
- Stabilization

Excavation Method

- Blast
- Hand
- Shield
- TBM

Objective of Reference

- Analysis
- Case study
- Contracts
- Costs
- Equipment
- Installation
- Planning
- Specifications
- State-of-the-art

Reason for Monitoring Program

- Construction control
- Design
- Long-term monitoring
- Safety

Monitored Behavior

- Earth pressure
- Ground deformation
- Microseismic activity
- Pore pressure
- Support deformation
- Support stress
- Temperature
- Vibration

Table 2. Definition of the Key Words

Analysis	-	Any method used for interpretation of the results of the monitoring program.
Blast	-	Tunnel excavation carried out with explosives.
Case Study	-	The presentation or discussion of geotechnical instrumentation or results for a particular project.
Cast-in-Place	-	Continuous concrete linings that are formed and poured in the tunnel.
Chamber	-	A large underground opening whose length and width are of, or nearly of, the same order of magnitude.
Construction	-	Instrumentation used to evaluate the performance of the contractor or aid in the construction procedure.
Contracts	-	Contract use or effect as related to monitoring programs.
Costs	-	The financial implications of the monitoring program. These can include equipment costs, personnel (time) costs, savings in construction and/or overall project savings.
Cut & Cover	-	An underground civil engineering project that is constructed in an excavation from the surface.
Design	-	Instrumentation used to monitor the performance of various elements of the tunnel system to aid current or future design.
Earth Pressure	-	The measurement of loads or stresses within a soil mass or against an engineering structure.
Equipment	-	Discussion of instrumentation itself including design, calibration and inaccuracies.
Ground Deformation	-	Monitoring movements of the medium surrounding the excavation. These include surface settlements, and vertical and horizontal movements within the mass.
Hand Mined	-	Excavation performed in soft ground without explosives, shield or TBM.
Installation	-	Instrument placement and protection methods.
Long-term	-	Performance monitoring after the project has gone into service to ascertain durability under time dependent loading conditions.
Microseismic Activity	-	Instrumentation used to monitor subaudible emissions usually associated with straining rock masses.

Pilot	-	Any tunnel or chamber whose main purpose is to facilitate further construction.
Planning	-	Decision making process on what, where and how much instrumentation is to be used. This includes selecting those observations to be made.
Pore Pressure	-	Monitoring of groundwater variations in the zones surrounding the excavation.
Rock	-	Material that requires either blasting or a rock tunneling machine to excavate.
Rock Bolts	-	Rods anchored 'deep' within the rock mass to help develop an arch over the opening.
Safety	-	Instrumentation used to protect workers, the public, and the owner from the effects of tunnel driving, both physical and financial.
Segmental	-	Continuous linings that are produced, cast, or fabricated outside of the tunnel and then assembled in place. These can be made of concrete, iron, or steel.
Shield	-	Movable ground support used for excavation in soft ground. A shield is advanced into the soil so that the ground formerly supported by excavated material cannot endanger the workmen.
Shotcrete	-	Sprayed concrete used for ground support.
Soft Ground	-	Materials which can be excavated using hand techniques, i.e., blasting not required to separate individual particles.
Specification	-	Documentation of the procedures to be used to acquire, install, and/or monitor the instrumentation.
Stabilization	-	Improvement of the ground support conditions over and/or around the tunnel excavation. This can be done by injection of chemicals or grout, freezing or pre-installation of rock bolts.
State-of-the-Art	-	A comprehensive report on some aspect of geotechnical instrumentation.
Support Deformation	-	Monitoring of movements of the excavation supporting elements due to the ground-structure interaction.
Support Stress	-	Monitoring stress and loads developed in the supporting members of the excavation. This can be done directly or by monitoring strain.

Temperature	-	Monitoring of temperature or its effect on loading conditions, supports, or instrumentation.
TBM	-	(Tunnel Boring Machine) A mechanical device that excavates as it advances. This does not include mechanical excavators in shields which work while stationary.
Vibration	-	Monitoring vibrations due to excavation to evaluate the effects on nearby buildings, adjacent soil masses, and people.

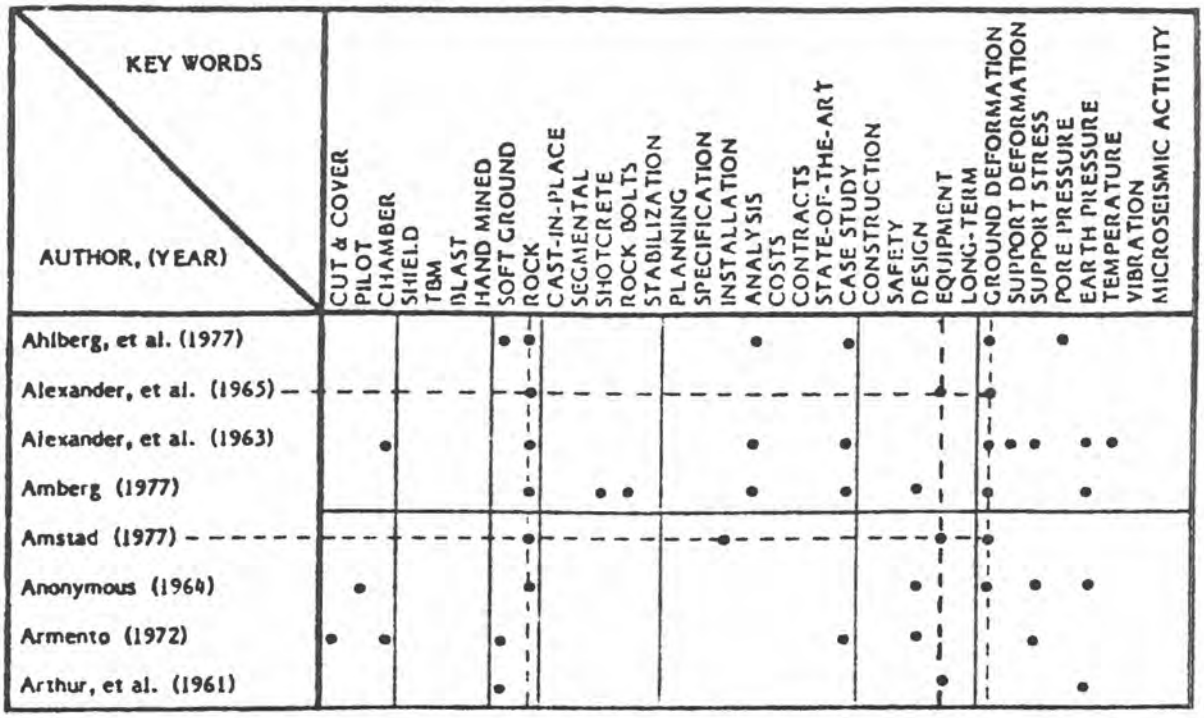


Figure 1. Sample Key Word Index

Table 3. General Index

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Ahlberg, et al. (1977)								•	•									•				•						•				•			
Alexander, et al. (1965)									•																•			•							
Alexander, et al. (1963)			•						•									•				•						•	•	•		•	•		
Amberg (1977)									•			•	•					•				•			•			•				•			
Amstad (1977)									•								•									•		•							
Anonymous (1964)		•							•																•			•			•	•			
Armento (1972)	•		•					•													•				•						•				
Arthur, et al. (1961)								•																		•						•			
Artjukov, et al. (1971)				•				•																•				•							
Ashkenazi (1977)																										•		•							
Atkinson, et al. (1977)								•										•				•						•							
Attewell, et al. (1974)a				•				•										•				•						•							
Attewell, et al. (1974)b				•				•										•				•						•							
Attewell, et al. (1977)								•			•											•				•			•			•			
Attewell, et al. (1976)									•		•											•									•	•			
Austin, et al. (1974)					•	•			•			•	•															•		•					
Baker (1978)				•				•						•														•							
Barrett, et al. (1976)				•				•			•											•						•				•			
Bartkus (1956)		•						•			•											•							•			•			
Bates (1969)																										•						•			
Bauerfeind, et al. (1974)																						•			•	•					•	•			
Bawa (1969)			•			•			•			•										•		•		•		•		•					
Bebi (1977)		•							•						•			•							•			•	•				•		
Bellier, et al. (1977)									•				•			•												•		•					
Anonymous (1974)					•			•														•		•				•			•				

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Beloff, et al. (1979)				•				•			•						•	•			•				•			•	•	•	•				
Belshaw, et al. (1978)					•			•			•										•				•			•	•			•			
Benecz, et al. (1977)			•						•	•											•									•		•			
Bennet (1976)						•			•						•				•		•			•	•			•		•				•	
Bernede, et al. (1970)									•																			•				•			
Bernede (1977)																			•		•				•			•							
Berry (1971)						•		•	•		•	•	•								•			•				•		•	•	•			
Beus, et al. (1978)																									•			•							
Bhandari (1977)									•									•			•							•	•			•			
Bibiagio, et al. (1972)	•							•													•							•	•		•				
Bieniawski, et al. (1975)															•		•	•	•		•				•										
Bischoff, et al. (1977)			•						•						•	•					•						•	•							
Bishop (1969)																	•								•						•				
Bjerrum, et al. (1965)	•							•									•		•				•		•	•		•			•	•			
Blindow, et al. (1972)									•		•												•		•			•	•						
Boden, et al. (1974)					•			•															•					•				•			
Boscardin, et al. (1978)	•							•													•		•					•							
Bosinger, et al. (1977)								•	•								•								•			•							
Boutsma, et al. (1969)	•							•													•											•			
Bowen, et al. (1976)									•																			•				•			
Bozozuk (1970)								•									•				•		•		•	•		•				•			
Brekke, et al. (1977)															•												•	•							
Brewer (1956)		•							•								•				•				•	•				•		•			
Brewer (1973)									•																•		•			•			•		
Bertacchi (1970)			•						•												•		•					•							
Bjerrum (1972)								•																								•			

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Brierley, et al. (1976)			•						•			•	•									•			•			•	•				•		
Brierley (1975)			•						•			•	•				•					•	•		•	•		•	•				•		
Bromwell, et al. (1971)																		•								•									
Brown (1974)								•																		•									
Brown (1971)								•																		•									
Brugman (1968)									•																	•									
Bubbers (1971)								•						•				•			•			•											
Burke (1957)		•				•			•												•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•			
Burland, et al. (1972)								•									•									•									
Burland, et al. (1974)		•						•																											
Burtleson (1979)				•				•													•		•												
Butler (1974)								•										•								•									
Butler, et al. (1975)				•				•										•			•		•												
Carder (1976)								•										•								•						•			
Carder, et al. (1975)																										•						•			
Carlson, et al. (1952)										•																•				•		•			
Carlson (1966)										•							•									•			•	•					
Carveiho, et al. (1977)									•	•											•		•	•				•	•						
Cavin, et al. (1979)						•			•									•						•										•	
Cebotaev, et al. (1975)									•																			•		•					
Chadeisson, et al., (1972)									•	•								•			•									•					
Chambosse (1972)				•				•				•						•			•				•			•		•					
Chaout, et al. (1972)									•												•				•					•		•			

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Chapman, et al. (1972)	•							•																				•			•	•			
Clough, et al. (1972)	•							•										•			•				•			•	•			•			
Clough, et al. (1977)				•				•			•			•				•			•				•			•							
Coll, et al. (1974)				•							•						•	•			•			•		•		•							
Comes, et al. (1977)					•	•			•								•				•							•							
Comes, et al. (1970)		•			•	•			•																•		•					•			
Conton, et al. (1971)								•													•			•		•		•							
Cooling (1962)								•																	•	•		•				•	•			
Cooling, et al. (1953)								•			•															•			•							
Corbett, et al. (1971)	•															•										•						•			
Cording, et al. (1975)								•										•										•							
Cording, et al. (1976)				•				•			•							•			•							•							
Cording, et al. (1978)			•						•																•				•	•					
Cording (1974)								•	•									•						•	•			•							
Cording, et al. (1975)																	•				•					•		•	•	•	•	•	•	•	•
Cording, et al. (1977)			•						•				•	•							•							•	•	•					
Cording, et al. (1971)			•						•						•						•							•							
Cording, et al. (1972)			•			•			•						•								•					•		•					
Cording (1968)a			•			•			•				•								•		•	•				•							
Cording (1968)b			•			•			•				•								•		•	•				•							
Crandell (1955)									•									•						•		•									•
Dejean (1976)																		•										•							
Delahaye, et al. (1970)									•												•							•				•			
Descoeudres, et al. (1977)			•						•						•						•				•			•				•			

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Deshwar (1970)									•																	•		•							
Di Biagio, et al. (1972)	•							•																				•			•	•			
Di Biagio (1975)								•							•		•				•				•			•	•	•		•			
Di Biagio, et al. (1977)								•													•	•													
Di Biagio, et al. (1972)	•							•																				•	•		•				
Dodds, et al. (1972)						•			•				•									•						•	•	•					
Dolcetta (1972)			•						•									•				•	•		•			•	•						
Dolezalova (1977)		•							•									•							•				•						
Dreyer (1977)									•															•			•	•		•	•		•		
Dube, et al. (1973)									•													•						•		•					
Dunnicliff, et al. (1974)								•							•	•				•															
Dunnicliff (1972)															•	•	•									•		•							
Dunnicliff (1971)																•					•					•		•							
Dunnicliff (1977)															•	•																			
Dunnicliff (1972)															•													•	•	•	•	•			
Durelli, et al. (1961)								•																		•						•			
Dworschak (1970)									•														•	•				•							
Edeling (1972)									•		•										•			•	•			•	•						
Eden, et al. (1969)					•			•													•						•	•	•		•	•			
Eisenstein, et al. (1978)					•			•		•								•			•							•	•						
Enever, et al. (1977)																					•			•			•	•				•			
Escario, et al. (1972)								•													•				•				•			•			
Evans (1972)							•	•	•												•			•	•			•	•						
Evans, et al. (1974)							•	•	•												•				•			•	•						

Table 3. General Index
(Continued)

AUTHOR, (YEAR) \ KEY WORDS	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Franklin (1977)a															•		•	•								•								
Franklin (1977)b															•		•	•				•				•		•		•	•			•
Frazier, et al. (1971)								•								•	•	•								•						•		
Freeman (1978)									•				•														•	•		•					
Gartung, et al. (1977)				•				•	•													•		•	•			•						
Goldbeck, et al. (1916)																										•						•		
Gould, et al. (1971)																		•			•					•		•						
Gould (1962)														•			•									•					•			
Green (1974)								•									•	•								•		•						
Green (1971)									•									•										•						
Grosvenor, et al. (1966)									•													•			•			•						
Guertin, et al. (1979)a					•				•	•			•			•				•		•						•						
Guertin, et al. (1979)b							•		•								•					•		•	•			•		•		•		
Gunzelmann, et al. (1977)									•									•									•		•					
Hadala (1967)								•									•															•		
Hanna (1973)								•	•						•			•			•	•				•		•	•	•	•	•		
Hansmire (1975)				•				•														•			•		•	•						
Hansmire, et al. (1972)				•				•														•		•	•			•	•	•	•			
Hardy (1972)									•															•									•	
Hardy (1975)		•							•								•							•		•							•	
Hardy (1974)									•															•									•	
Hardy, et al. (1977)									•								•	•						•	•								•	
Harris (1974)								•														•						•						
Hartmann (1967)									•				•	•		•			•					•	•			•	•	•				

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Hawkes (1978)									•								•									•		•						
Heilbron, et al. (1936)																										•		•						
Herget, et al. (1977)			•						•													•									•			
Hibino, et al. (1977)			•						•									•						•				•		•				
Hillis, et al. (1974)									•													•						•		•				
Hilmer (1973)	•							•										•				•			•							•		
Housel (1943)								•		•								•				•			•							•		
Hudson, et. al. (1978)																	•									•		•						
Hudson, et al. (1974)																	•		•							•		•						
Hvorslev (1976)								•										•								•						•		
Ingram (1965)								•																		•						•		
Inrie, et al. (1968)			•			•			•				•									•						•						•
ISRM (1977)									•								•									•		•						
Irwin (1974)								•																		•		•			•	•		
Jethwa, et al. (1973)									•													•					•		•			•		
Jethwa, et al. (1978)			•						•																				•			•		
John (1977)									•						•			•				•	•	•	•			•	•					
John (1976)									•			•	•					•				•		•				•	•	•				
Jones, et al. (1973)						•			•			•	•									•			•	•		•	•					
Judd, et al. (1971)									•						•			•				•				•		•						
Judtmann (1978)						•			•			•	•									•	•		•			•						
Kallstenuis, et al. (1961)								•																		•		•						
Kerisel, et al. (1973)								•	•					•				•				•				•		•		•		•		
Kidd (1976)									•						•													•	•	•		•		

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Knapp (1940)							•	•		•						•						•	•					•							
Kobold (1961)																						•				•			•						
Korbin, et al. (1978)									•				•	•				•				•								•					
Korbin, et al. (1977)									•													•			•	•			•	•					
Kovari, et al. (1974)									•													•				•		•							
Kovari, et al. (1979)				•							•	•										•		•	•			•							
Kovari, et al. (1977)									•							•									•				•	•		•			
Kovari, et al. (1979)																	•	•				•				•		•							
Krizek, et al. (1974)																		•								•						•	•		
Kruse (1969)			•						•																•			•							
Krynine (1944)				•				•		•	•							•				•										•			
Lambe (1970)	•							•										•		•	•							•	•	•	•	•			
Lambe, et al. (1970)	•							•													•							•	•	•	•				
Lambe, et al. (1972)	•							•													•							•	•	•	•				
Lane (1975)		•						•	•									•			•														
Lane (1957)									•	•								•			•				•				•	•		•			
Lane (1977)		•						•	•									•			•														
Letsch (1977)				•					•		•		•										•	•				•	•	•					
Lew (1970)								•								•										•					•				
Lo, et al. (1976)									•												•				•				•			•			
Lombardi (1977)									•									•									•		•	•					
Lombardi (1976)									•												•				•				•	•		•			
Londe (1977)		•							•							•							•	•				•	•	•					
Londe (1978)									•											•						•			•	•					

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Louis, et al. (1977)								•										•				•				•		•							
Lundgram (1966)								•									•									•					•				
MacPherson, et al. (1978)				•	•			•		•	•											•						•							
Mahar, et al. (1972)						•			•			•																•		•					
Markovic, et al. (1970)		•							•	•								•				•				•			•			•			
Martinetti (1977)			•						•													•			•			•							
M.I.T. (1972)	•							•										•							•			•		•	•	•			
McCabe, et al. (1979)								•	•									•							•			•							•
McCaul, et al. (1976)								•									•					•					•	•							
McMahon, et al. (1960)								•																	•							•			
McRostie, et al. (1972)	•							•																				•				•			
McVey, et al. (1974)									•				•											•	•			•							
McVey, et al. (1973)																		•							•										
McVey, et al. (n.d.)									•									•							•			•	•						
Meister, et al. (1977)		•						•				•						•										•	•			•			
Mensah-, et al. (1979)	•							•		•								•				•			•			•				•			
Mihajovic (1972)									•			•	•										•	•	•							•			
Mills, et al. (1974)																									•	•						•	•		
Misterek, et al. (1976)									•						•																				
Morrison (1979)	•							•							•		•		•		•		•	•				•		•	•				
Morton, et al. (1979)					•				•												•							•				•			
Morton, et al. (1975)									•												•				•			•				•			
Moschler, et al. (1972)			•						•				•								•				•	•	•			•					
Muller, et al. (1970)									•																			•				•			
Mensah- (1975)	•							•		•								•			•				•			•				•			

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Muller-Salzburg (1977)									●			●												●	●			●	●			●		
Murray, et al. (1970)								●																	●			●						
Mussger (1979)								●				●	●									●			●			●	●	●				
Myrianthis (1975)				●				●																				●						
Myrvang (1974)									●												●				●			●				●		
Neff (1970)			●						●				●				●								●			●						
Nixon, et al. (1974)								●										●										●						
Nussbaum (1973)												●	●															●						
O'Rourke (1975)	●							●													●			●			●	●			●	●	
O'Rourke, et al. (1974)a	●		●					●													●			●				●	●					
O'Rourke, et al. (1975)	●							●							●	●									●					●		●	●	
O'Rourke, et al. (1974)b	●							●							●	●									●					●		●	●	
O'Rourke (1978)								●							●		●								●							●		
O'Rourke, et al. (1976)	●							●													●			●				●						
O'Rourke, et al. (1974)c	●		●					●													●			●				●				●		
Ortel (1971)									●			●					●				●							●	●	●		●		
Pacher (1972)									●												●			●				●	●			●		
Pahl (1970)			●						●																●			●						
Pahl (1972)			●						●									●			●			●				●						
Panek (1970)															●					●					●			●						
Pariseau (1978)									●									●							●							●		
Patzold (1972)				●											●				●									●	●	●	●	●	●	●
Peaker (1965)								●																	●							●		

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	T&M	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Peck (1969)a																								•	•										
Peck (1969)b								•														•	•		•			•	•						
Peck (1943)	•							•										•				•						•	•						
Peck (1970)		•													•		•											•							
Peck, et al. (1949)								•															•							•		•			
Peck (1972)															•										•										
Peck (1941)	•							•																	•				•	•		•			
Pells (1978)									•									•							•			•							
Penman (1960)																									•						•				
Peterson, et al. (1974)								•														•					•					•			
Plantema (1953)								•																	•							•			
Potts, et al. (1976)								•							•	•	•					•			•			•							
Pries (1976)									•									•									•	•							
Rabcewicz, et al. (1974)									•									•				•	•					•	•						
Rabcewicz (1964)												•						•				•	•		•				•						
Rabus (1976)		•							•								•	•	•									•	•			•	•		
Rapp, et al. (1936)				•				•		•												•				•						•			
Rasmussen, et al. (1976)																	•									•			•						
Rebull (1972)								•																•				•				•			
Regan (1979)	•							•														•	•		•			•							
Robertson (1976)									•							•				•						•									
Robinson, et al. (1976)									•								•					•	•					•	•						
Rodriquez, et al. (1969)	•							•						•								•								•		•			
Rose (1979)		•				•			•			•	•		•			•				•			•			•	•						

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Rott (1977)	•							•		•								•				•					•	•		•				
Rott (1976)	•							•														•						•	•		•			
Rouse, et al. (1966)			•						•							•	•					•				•		•	•					
Russell (1979)	•																•	•					•	•		•		•				•	•	
Sagaseta, et al. (1974)																		•					•									•		
Sakurai (1977)									•									•				•						•	•	•	•			
Sampaolo (1977)			•						•																			•	•					
Sauer, et al. (1977)									•								•	•								•						•		
Sauer, et al. (1973)		•						•										•					•		•			•	•			•		
Saxena, et al. (1972)	•					•			•																								•	
Scheibner (1972)				•				•		•							•	•				•					•		•			•		
Schillinger (1970)									•													•										•		
Schmidt, et al. (1974)								•							•	•			•					•				•	•	•	•			
Schmidt (1977)								•							•	•			•															
Schmidt (1974)				•				•			•	•										•						•	•					
Schmidt (1969)								•										•				•						•						
Scott (1972)																										•				•				
Selig (1964)								•																		•		•				•		
Selig, et al. (1967)								•																		•						•		
Selig, et al. (1965)								•							•											•		•				•		
Selig (1975)								•																		•		•						
Sellers (1968)									•												•							•			•	•		
Sellers (1970)									•									•								•						•		
Serata, et al. (1976)									•													•			•	•		•				•		

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Sharp, et al. (1977)			•						•			•	•		•			•							•			•			•	•			
Shimada, et al. (1972)								•														•						•					•		
Silveira (1977)									•													•						•	•	•			•		
Sirokov (1971)									•				•										•	•		•		•		•					
Skinner (1974)						•			•	•																		•							
Skipp, et al. (1974)																		•																•	
Smart, et al. (1972)									•						•									•											
Smith, et al. (1976)																	•	•								•		•							
Sovinc (1978)									•			•																•	•	•		•			
Sozio (1978)				•				•						•				•				•						•							
Takemoto, et al. (1977)								•														•		•				•	•	•					
Takibuchi (1970)									•									•				•			•					•		•			
Thomas (1976)				•				•			•											•		•	•				•	•					
Thomas, et al. (1969)																										•							•		
Thon, et al. (1971)	•		•					•															•					•	•	•	•	•			
Tomlin, et al. (1977)			•					•	•													•						•							
Tomlinson (1970)																							•			•		•	•						
Triandafilidis (1974)								•									•				•					•							•		
Trollope, et al. (1961)								•																		•							•		
Truesdale, et al. (1964)								•									•									•		•							
Truesdale, et al. (1967)								•																		•		•							
Tyler (1974)																	•									•				•					
Tyrell (1976)									•						•													•		•	•				
Vaughan (1974)																	•									•					•				
Terzaghi (1943)							•	•			•										•		•					•		•					
Terzaghi (1942)				•				•													•		•					•		•					

Table 3. General Index
(Continued)

KEY WORDS / AUTHOR, (YEAR)	CUT & COVER	PILOT	CHAMBER	SHIELD	TBM	BLAST	HAND MINED	SOFT GROUND	ROCK	CAST-IN-PLACE	SEGMENTAL	SHOTCRETE	ROCK BOLTS	STABILIZATION	PLANNING	SPECIFICATION	INSTALLATION	ANALYSIS	COSTS	CONTRACTS	STATE-OF-THE-ART	CASE STUDY	CONSTRUCTION	SAFETY	DESIGN	EQUIPMENT	LONG-TERM	GROUND DEFORMATION	SUPPORT DEFORMATION	SUPPORT STRESS	PORE PRESSURE	EARTH PRESSURE	TEMPERATURE	VIBRATION	MICROSEISMIC ACTIVITY
Voort (1976)		•	•						•															•	•			•							
Waddell, et al. (1971)									•									•				•				•	•	•							
Wagner (1971)											•											•				•		•	•		•				
Waidmann, et al. (1971)	•							•														•		•			•	•	•		•				
Wallace, et al. (1970)									•													•					•	•	•		•				
Ward, et al. (1976)						•			•			•	•									•				•	•	•	•						
Ward, et al. (1965)								•																		•			•	•		•			
Ward, et al. (1973)								•																•	•	•	•								
Ward (1969)				•				•			•														•			•	•	•					
Weir-Jones (1979)a		•				•			•			•	•									•						•		•					
Weir-Jones (1979)b																•								•	•	•		•	•		•	•	•		•
Whittaker, et al. (1973)																								•				•							
Whittaker, et al. (1977)									•							•		•										•							
Widehofer (1972)								•	•			•										•			•			•				•			
Wilkes (1970)								•										•								•					•				
Williams (1973)									•																	•						•			
Wilson (1974)																		•								•		•	•						
Wilson (1962)								•																		•		•							
Wisser (1977)		•							•				•	•								•			•			•							
Wittke (1977)				•	•				•									•				•					•	•				•			
Wrightman (1974)																•																			
Wroth (1977)	•							•										•				•						•				•			
Wu, et al. (1951)	•							•										•				•										•			
Yoshida, et al. (1970)		•																•				•						•		•					
Zavriev, et al. (1972)								•																		•				•		•			
Ward (1975)								•																		•						•			

REFERENCES

Ahlberg, P. and Lundgren, T. (1977), "Groundwater Due to Tunneling" (Swedish), Stat. Geot. Inst. Rapp. No. 1, 60 pp.

Alexander, L. G. and Fraser, C. J. (1975), "Experiences in the Measurement of Rock Dilitation with Three-Depth, Rod-Type, Borehole Extensometers," Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf., "Geomechanics," Brisbane, July, Institution of Engineers, Australia: Sydney, pp. 281-286.

Alexander, L. G., Worotnicki, G., and Aubrey, K. (1963), "Stress and Deformation in Rock Tunnel Support, Tumut 1 and 2 Underground Power Stations," 4th Australia-New Zealand Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 165.

Amberg, W. (1977), "Evaluation of the Results of Measurements from the Tavern Tunnel," Schweiz. Bauztg. 95 No. 42, pp. 755-761.

Amstad, C. (1977), "A Multihead Borehole Rod Extensometer Design," International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 429-436.

Anonymous (1974), "Measurement of Ground Movements During a Bentonite Tunneling Experiment," TRRL (GB) Rep. LR 653, p. 20.

Anonymous (1964), "Research Underway on Straight Creek Tunnel Project," Rocky Mountain Construction, V. 45, No. 6, March, p. 40.

Armento, W.J. (1972), "Criteria for Lateral Pressures for Braced Cuts," Proc. Spec. Conf., Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University and Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, June, pp. 1283-1302.

Arthur, J.R.F. and Roscoe, K.H. (1961), "An Earth Pressure Cell for the Measurement of Normal & Shear Stresses," Civil Engineering & Public Works Review, Vol. 56, No. 659, pp. 765-770.

Artjukov, E., Gruzinov, V. and Maljukevskiy, O. (1971), "Settlements of Soil Surface and Building Foundations Over the Construction of Sewage Tunnel Collectors," Osnov. Fund. Mech. Grunt. 13, No. 5, pp 23-24.

Ashkenazi, V. (1977), "The Measurement of Spatial Deformations by Geodetic Methods," Proc. Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London, pp. 1-13.

Atkinson, J.H. and Potts, D.M. (1977), "Subsidence Above Shallow Tunnels in Soft Ground," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT4, April, pp. 307-325.

Attewell, P.B. and Farmer, I.W. (1974)a, "Ground Deformations Resulting From Shield Tunneling in London Clay," Eng. Geol. Labs, U. of Durham, Durham, DH1 3LE, England; also Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, July, pp. 380-397.

Attewell, P.B. and Farmer, I.W. (1974)b, "Ground Disturbance Caused by Shield Tunneling in a Stiff, Overconsolidated Clay," Engineering Geology, Vol. 8, No. 4, December, pp. 361-381.

Attewell, P.B. and El-Naga, N.M.A. (1977), "Ground-lining Pressure Distribution and Lining Distortion in Two Tunnels Driven Through Stiff, Stony/Laminated Clay," Ground Engineering 10, No. 3, pp. 28-35.

Attewell, P.B., Farmer, I.W., and Wickson, J.L. (1976), "Measurement of Ground-lining Interaction Pressure in an Underwater Tunnel in Coal Measured Rock," Int. Symp., Tunneling '76, Institution of Mining and Metallurgy, London, England, March, pp. 255-263.

Austin, W.G. and Fabry, J.W. (1974), "Rock Behavior Studies During Drill-Blast and Machine-Bored Tunneling," International Society for Rock Mechanics, 3rd Congr. Proc., Denver, Colorado, Sept., Vol. 2, Part B, pp. 1242-1249.

Baker, W. H. (1978), "Ground Deformations at Compaction Grouted Tunnel Section, Building No. 115, North Eutaw and Biddle Streets, MTA Bolton Hills, Baltimore, Maryland," Hayward Baker Company, 1875 Mayfield Road, Odenton, Maryland 21130.

Barrett, D.A. and Tyler, R.G. (1976), "Measurements of Ground Movement and Lining Behavior on the London Underground at Regents Park," TRRL Laboratory Report 684, Tunnels Division, Structures Department, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, ISSN0305-1293.

Bartkus, E.A. and Vey, E. (1956), "Granular Earth Pressures on Steel Tunnel Lining," Pressure-Deformation Measurements in Earth, Highway Research Board, Bulletin 144, pp. 26-43.

Bates, R.C. (1969), "SMRL Soil Stress Cell," Proc. Engineering Geology and Soils Engineering Symp., Boise-Moscow, Idaho, USA, April, pp. 9-32.

Bauernfeind, P. and Hilmer K. (1974), "New Knowledge Obtained from Measurements of Contact Pressure and Earth Pressure on the Nurenberg Underground" (German) Bautechnik 51, No. 8, pp. 253-259.

Bawa, K.S. (1969), "Design and Instrumentation of an Underground Station for the Washington Metro System," Proc. Int. Symp., Large Permanent Underground Openings, OSLO: Universitetforlaget '70, pp. 31-42.

Bebi, P.C. (1977), "Du Toitskloof Tunnel-Geotechnical Investigations and Rock Mechanics Measurements," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 683-693.

Bellier, J. and Debreullie, P. (1977), "Three New Instruments for Measurements in Tunnels," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 351-357.

Beloff,W.R., Dunnicliff, C.J., and Jaworski, W.E. (1979), "Performance of a 3m (10 foot) Diameter Steel Tunnel Lining in Soft Ground," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, pp. 838-860.

Belshaw, D.J. and Palmer, J.H.L. (1978), "Results of a Program of Instrumentation Involving a Precast Segmented Concrete-lined Tunnel in Clay," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4, pp. 573-583.

Benecz, I., Bodenyi, J., Nagy, B., and Szepssi, I. (1977), "Measurements of Loads Acting on Crete Linings," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 331-334.

Bennet, A.G. (1976), "The Role of Geomechanics in the Construction Phase of a Major Tunneling Project," 2nd Australian Conf. Tunneling, Melbourne, August, Austral. Inst. Min. Met., pp. 65-74.

Bernede, J., Habib, P., Panet, M., and Plouviez, P. (1970), "Measurements of Rock Stresses in L'Epine Mountains" (France), Proc., Belgrade '70 Theme 4 #35, 7 pgs.

Bernede, J. (1977), "New Instruments in Current Use for Monitoring Ground Movements, Telemetry Equipment," Rev. Francaise Geotechnique, No. 1, pp. 77-85.

Berry, D.F. (1971), "Geomechanical Instrumentation in Mexico Tunnels," ASCE Natl. Mtg., Arizona, Symp. Underground Rock Chambers, ASCE, New York, pp. 51-113.

Bertacchi, P. (1970), "Deformation of Rock with Progress of Excavation in a Large Underground Powerhouse," Proc., 2nd Congr., International Society Rock Mechanics, Belgrade, Yugoslavia, Vol. 4, pp. 381-385.

Beus, M.J., Phillips, E.L., and Waddell, G.G. (1978), "Instrument to Measure the Initial Deformation of Rock Around Underground Openings," U.S. Department Interior, Bur. Mines, Spokane, Mining Research Center, Spokane, No. RI8275, 36 pp., NTIS PB 279 65 7.

Bhandari, R. K. (1977), "Soil-Structure Interaction Problems of Buried Structures," Theme I (General Report), Proc. Int. Symp., Soil Structure Interaction, January, Univ. Roorkee, India, Vol. II.

Bibiagio, E. and Myrvoll, F. (1972), "Full-Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay," Proc., Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, April, Vol I, Theme 4, pp. 461-471.

Bieniawski, F. T. and Maschek, R. K. (1975), "Monitoring the Behavior of Rock Tunnels During Construction," Civil Engineering, S. Africa, Vol. 17, No. 10, pp. 255-265.

Bischoff, N. and Hogmann, A. J. (1977), "Field Instrumentation for the Design of Tunnels in Swelling Rock," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 657-668.

Bishop, A.W. (1969), "Report on Specialty Session: Pore Pressure Measurements in the Field and the Laboratory," Proc., 7th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 3, pp. 427-444.

Bjerrum, L., Clausen, C.J.F., and Duncan, J.M. (1972), "Earth Pressures on Flexible Structures—A State of the Art Report," Proceedings, Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 169-196.

Bjerrum, L., Kenny, T. and Kjaernsli, B. (1965), "Measuring Instruments for Strutted Excavations," Proc., Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 91, No. SM1, pp. 111-141.

Blindow, F.K. and Edeling, H. (1972), "Application and Development of the New Austrian Tunnel Construction Method," (German), Monierbauer, No. 2, pp. 11-13.

Boden, J.B. and McCaul, C. M. (1974), "Measurement of Ground Movements During a Bentonite Tunneling Experiment," Dept. of the Environment, TRRL Report LR 653, Crowthorne, 1974 (Transport and Road Research Laboratory) NTIS PB 238 745/4ST.

Boscardin, M.D., Cording, E. J., and O'Rourke, T. D. (1978), "Case Studies of Building Behavior in Response to Adjacent Excavation," Report prepared by the University of Illinois at Urbana for USDOT/UMTA, Report No. UMTA-IL-06-0043-78-2.

Bösinger, E. and Gudehus, G. (1977), "A Technique of Borehole Measurements in Soils and Soft Rocks," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 415-427.

Boutsma, K. and Horvaf, E. (1969), "Soil Mechanical Aspects of the Metro Construction in Rotterdam," Proc., 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 2, pp. 417-422.

Bowen, C.F., Heuson, F. I., MacDonald, D. H., and Tanner, R. G. (1976), "Rock Squeeze at Thorold Tunnel," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13.

Bozozuk, M. (1970), "Field Instrumentation of Soil," Proc. Conf., Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, April, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., pp. 145-157.

Brekke, T.L. and Korbin, G. E. (1977), "Seismic Instrumentation of Transportation Tunnels in California," Prepared for Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-77-138, August, 22 pp.

Brewer, G.A. (1956), "Dilation Measurements of Steel Sphere and Rock Deformations at Kemano, B.C.," Proc., Soc. for Experimental Stress Analysis, Vol. 13, No. 2, pg. 63.

Brewer, G.A. (1973), "Kemano Revisited," Brewer Engineering Laboratories, Report 497, April.

Brierly, G. S. (1975), "The Performance During Construction of the Liner for a Large, Shallow, Underground Opening in Rock," Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 318 pp.

Brierley, G.S. and Cording, E. J. (1976), "The Behavior During Construction of the Dupont Circle Subway Station Lining," Proc., Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Easton, Maryland, Published by ASCE/ACI SP-54, pp. 675-712.

Bromwell, L.G., Ryan, C. R., and Toth, W. E. (1971), "Recording Inclinometer for Measuring Soil Movement," Proc., 4th Panamerican Conf., Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol. 2, pp. 333-343.

Brown, S.F. (1974), "The Measurement of In Situ Stress and Strain in Soils," Proc., Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, London, pp. 38-51.

Brown, S.F. (1971), "The Performance of Earth Pressure Cells for Use in Road Research," Civil Engineering and Public Works Review, London, Vol. 66, No. 775, pp. 160-165.

Brugman, B.J. (1968), "Deformation Measurement in Rock with Eight Point Extensometer," Int. Symp. on Rock Mechanics, Madrid, October, pp. 65-66.

Bubbers, B.L. (1971), "Tunneling on the Brixton Extension of the Victoria Line," Tunnels and Tunnelling, Vol. 3, No. 4, pp. 235-242.

Burke, H.H. (1957), "Garrison Dam-Tunnel Test Section Investigation," Proc., Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM4, Paper No. 1438, 50 p.

Burland, J.B., Moore, J. F. A., and Smith, P. D. K. (1972), "A Simple and Precise Borehole Extensometer," Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 174-177.

Burland, J.B. and Moore, J.F.A. (1974), "The Measurement of Ground Displacement Around Deep Excavations," Contr. to the B.G.S. Symp. on Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, London, pp. 70-84, and Building Research Establishment Current Paper, CP 26/73, October.

Burtleson, Alf (1979), "Contractor's View. Innovative Contractors Can Mean Light at the Beginning of the Tunnel - A Case Study," Monograph of State-of-the-Art of Modern Tunnel Practice from The Atlanta Research Chamber, Applied Research for Tunnels Monographs, Prepared for USDOT/UMTA Report No. UMTA-GA-06-0007-79-1, June, Interim Report.

Butler, D.K. (1974), "Laboratory Calibration and Field Performance of Inclinometers," ASTM, STP554, American Society for Testing and Materials, pp. 73-80.

Butler, R. and Hampton, D. (1975), "Subsidence Over Soft Ground Tunnel," Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, January, Vol. 11, No. GT1, pp. 35-49.

Carder, D.R. (1976), "Finite Element Analysis of the Performance of Rigid Plate Soil Pressure Cells," Ground Engineering, Vol. 9, No. 8, pp. 40-41.

Carder, D.R. and Krawczyk, J. V. (1975), "Performance of Cells Designed to Measure Soil Pressure on Earth Retaining Structures," Transportation Road Research Laboratory, Crowthorne, TRRL Report, LR689, 7 pp.

Carlson, R. W. (1966), Manual for the Use of Stress Meters, Strain Meters and Joint Meters in Mass Concrete, 3rd ed.

Carlson, R. W. and Pritz, P. (1952), "Development of a Device for the Direct Measurement of Compressive Stress," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 24, No. 3, November, pp. 201-215.

Carveiho, O.S. and Kovari, K. (1977), "Displacement Measurements as a Mean for Safe and Economical Tunnel Design," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 709-721.

Cavin, R.E. and Cole, K. (1979),"Examination of Blast Effects from Chicago Area Deep Tunnel and Reservoir Project," Prepared for Association of Engineering Geologists Annual Meeting, Chicago, October.

Cebotaev, V., Lytkin, V., and Fotieva, N. (1975), "Determination of the Loads on the Lining of a Railway Tunnel" (Russian) Osnov. Fund Mech. Gront. 17, No. 4, pp. 14-16.

Chadeisson, R., Pfister, P., and Guillaud, M. (1972), "In-Situ Control Measurements for the Prestressing by Grouting of a Gallery in Cracked Rock (French w/English summary), Proc. Int. Sym., Underground Openings, Lucerne, September, pp. 457-464.

Chambosse, G. (1972), "The Deformation Behavior of Frankfurt Clay During Tunnel Driving" (German), Mitt. Vers.-Anst. Bodenmech. u. Grundg. TH Darmstadt. No. 10, 103pp.

Chaoui, A., Mariotti, M., and Orliac, M. (1972), "Measurement of the Pressure on Concrete Tunnel Linings in Swelling Marls" (French) Proc. Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, September, pp. 465-475.

Chapman, K.R., Cording, E.J., and Schnabel, H., Jr. (1972), "Performance of a Braced Excavation in Granular and Cohesive Soils," Proc. of the Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., June, Vol. III, pp. 271-293.

Clough, G.W., Weber, P.R., and Lamont, J. (1972), "Design and Observation of a Tied-Back Wall," Proc. of the Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., June, Vol. I, Pt. 2, pp. 1367-1390.

Clough, G.W., Baker, W. H., Tann, D. Y., and Kuck, W. M. (1977), "Effect of Chemical Solidification of Soils Around a Shallow Tunnel," ASCE Fall Convention and Exhibit, San Francisco, CA., October, Preprint 3006.

Coll, M., Plaza, A., and Garces, J. (1974), "Strain Measurement System Around Tunnels" (Spanish), Comunicaciones del Ier. Simposio Sobre Tuneles, Soc. Española de Mecánica del Suelo, Alfonso XII, No. 3, Madrid, 6 pp.

Comes, G. and Debreuille, P. (1977), "Convergence Measurements in a Deep Tunnel," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 723-731.

Comes, G. and Bernede, J. (1970), "Effects of Tunnel Shape and Excavating Technique on Magnitude of Stresses in Its Walls," Int. Soc. Rock Mech., Vol. 2, Proc. 2nd Congr., Sept. 21-26, Belgrade, Yugoslavia, Theme 3, Paper 16, pp. 111-115. (In French with English Abstract.)

Conlon, R.S., Penman, A. D. M., Wolfskill, L. A., Gould, J. P., and Dunnicliff, C. J. (1971), "Discussion on: Accuracy of Field Deformation Measurements," Proc., 4th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, June, Vol. 3, pp. 211-238.

Cooling, L.F. (1962), "Field Measurements in Soil Mechanics," Geotechnique, Vol. 12, June, pp. 77-103.

Cooling, L.F. and Ward, W. H. (1953), "Measurements of Loads and Strains in Earth Supporting Structures," 3rd Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 11, pp. 162-166.

Corbett, D.A., Coyle, H. M., Bartoskewitz, R. E., and Millberger, L. J. (1971), "Evaluation of Pressure Cells Used for Field Measurements of Lateral Earth Pressures on Retaining Walls," Texas Transp. Inst. Res. Rep., No. 169-1, Sept., 50pp.

Cording, E. J. (1974), "Measurement of Displacements in Tunnels," Proc. 2nd Int. Congr., Int. Assoc. Engng. Geology, Sao Paulo, Brazil, August, Vol. 2, Theme VII-PC-3, 15pp.

Cording, E.J. and Hansmire, W.H. (1975), "Displacements Around Soft Ground Tunnels," General Report, Session IV, Tunnels in Soil, 5th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, November, Vol. IV, pp. 571-633.

Cording, E.J., Hansmire, W.H., MacPherson, H.H., Lenzini, P.A., and Vonderohe, A.P. (1976), "Displacements Around Tunnels in Soil," Prepared for USDOT and Federal Railroad Administration, Report No. DOT-TST 76T-22, August.

Cording, E.J. and Mahar, J.W. (1978), "Index Properties and Observations for Design of Chambers in Rock," Engineering Geology/Amsterdam 12, No. 2, pp. 113-142.

Cording, E.J., Hendron, A.J., Hansmire, W.H., Mahar, J.W., MacPherson, H.H., Jones, R.A., and O'Rourke, T.D. (1975), "Methods for Geotechnical Observations and Instrumentation in Tunneling," University of Illinois at Urbana-Champaign, prepared for NSF, Vols. 1 and 2, December, NTIS PB 252 585 and PB 252 586.

Cording, E.J., Mahar, J.W., and Brierley, G.S. (1977), "Observations for Shallow Chambers in Rock," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 485-508.

Cording, E.J., Hendron, A. J., Jr., and Deere, D. U. (1971), "Rock Engineering for Underground Caverns," Sym. Underground Rock Chambers, ASCE, Phoenix, pp. 567-600.

Cording, E.J. and Deere, D. U. (1972), "Rock Tunnel Supports and Field Measurements," Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Vol. 1, pp. 601-622. Published by AIME, Lane and Garfield, Editors.

Cording, E.J. (1968)a, "Stability of Large Underground Openings at the Nevada Test Site," Proceedings, Second Space Age Facilities Conference, Los Angeles, April, Published by ASCE.

Cording, E.J. (1968)b, "The Stability During Construction of Three Large Underground Openings in Rock," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana. Published as Technical Report No. 1-813 by U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.

Crandell, F.J. (1955), "Determination of Incipient Roof Failures in Rock Tunnels by Microseismic Detection," J. Boston Society of Civil Engineers, January. Reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1954-1962, Boston Society of Civil Engineers, 1965, pp. 89-109.

Dejean, M.S.P. (1976), "Deformation Analysis in Underground Roadways," International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 13, No. 1, pp. 25-30.

Delahaye, D., Gaudin, B., Marec, M., Panel, M., Rehet, L., and Santa Lucia, D. (1970), "Observations and Measurements Carried Out During the Driving of a Tunnel Below a Slope Close to the Limit of Equilibrium" (French), Proc. 2nd Congr., Int. Soc. Rock Mechanics, Belgrade '70, Theme 4, No. 37, 6pp.

Descoeudres, F. and Egger, P. (1977), "Monitoring System for Large Underground Openings - Experiences from the Grimsel-Oberaar Scheme," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 535-549.

Deshwar Singh, K.H. (1970), "E-H Extensometer: A Practical Instrument for Rock Mechanics Measurements," Canadian Mining Journal, Vol. 91, No. 7, pp. 45-47.

DiBagio, E. and Roti, J.A. (1972), "Earth Pressure Measurements on a Braced Slurry-Trench Wall in Soft Clay," Proceedings, Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 473-484.

Dibiagio, E. (1975), "Field Instrumentation - A Geotechnical Tool," Proc., 1st Baltic Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sept., Gdansk, Poland, Vol. 1, pp. 37-59.

Dibiagio, E. and Myrvoll, F. (1977), "Field Instrumentation for Soft Clay," Proc., Norsk Jord-og Fjellteknisk Forbund. Fjellspreningsteknikk Bergmekanikk Geoteknikk, 1976; Tapir, 7034 Trondheim, Norway, pp. 14.1-14.36.

Dibiagio, E. and Myrvoll, F. (1972), "Full Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay," Proc., Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, April, Vol. 1, Theme 4, pp. 461-471.

Dodds, D.J. and King, E. (1972), "Rock Mechanics Instrumentation: Trans. Koolau Pilot Tunnel," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, 1972, Vol. 1, pp. 683-700.

Dolcetta, M. (1972) "Rock Load on the Support Structures of Two Large Underground Hydroelectric Powerstations," Proc. Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, September, pp. 405-446.

Dolezalova, M. (1977), "A Contribution to the Common Application of Field Measurements and the Finite Element Method," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 873-888.

Dreyer, H. (1977), "Long Term Measurements in Rock Mechanics by Means of Maihak Vibrating Wire Instrumentation," Int. Symp., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 109-122.

Dube, A.K. and Singh, B. (1973), "Rock Mechanics Studies in Tunnel," Symp., Rock Mechanics and Tunneling Problems, Regional Engineering College, Kurukshetra, Haryana, India, December, pp. 119-124.

Dunnicliff, C.J. and Schmidt, B. (1974), "An Engineering Approach to Monitoring the Performance of Soft Ground Tunnels During Construction," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, Vol. 1, pp. 377-396.

Dunnicliff, C.J. (1972), "Equipment and Methods for Measurement of Displacements and Settlement," Highway Focus, U.S. Dept. of Transportation, F.H.W.A., Vol. 4, No. 2, June, pp. 105-137.

Dunnicliff, C.J. (1971), "Equipment for Field Deformation Measurements," Proc., 4th Panamerican Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Vol. 2, pp. 319-332.

Dunnicliff, C.J. (1977), "People Problems in Geotechnical Observation Programs," 4th Annual Joint AEG-ASCE Symp., Practical Applications of Geotechnical Instrumentation, Baltimore, Maryland.

Dunnicliff, C.J. (1972), "Schematic Arrangements of Various Types of Soil Mechanics and Rock Mechanics Measuring Instruments," Highway Focus, USDOT, FHWA, Vol. 4, No. 2, pp. 139-143.

Durelli, A.J. and Riley, W. F. (1961), "Performance of Embedded Pressure Gauges Under Static and Dynamic Loads," ASTM, STP 305, Symp., Soil Dynamics, American Society for Testing and Materials, pp. 20-37.

Dworschak, G. (1970), "Measurement of Rock Movement (during driving) in a Tunnel Section Under Pressure, and the Effect of Driving Method" (German), Rock Mech. 2, No. 2, pp. 101-111.

Edeling, H. (1972), "Underpassing of the Roemer Building in Frankfurt" (German), Monier bauer (1972), No. 2, pp. 14-23.

Eden, W.J. and Bozozuk, M. (1969), "Earth Pressures in Ottawa Outfall Sewer Tunnel," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, No. 1, pp. 17-32.

Einstein, Z. and Thomson, S. (1978), "Geotechnical Performance of a Tunnel in Till," Canadian Geotechnical Journal (Canada), Vol. 15, No. 3, pp. 332-345.

Enever, S.R., McKavanagh, B., and Carson, G. (1977), "Some Applications of Instrumentation in the Australian Mining Industry," Int. Symp., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 47-60.

Escario, V. and Sagasete, C. (1972), "Lateral Forces on an Experimental Section of the Madrid Subway" (Spanish), Proc., Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, April, Vol. 1, Theme 4, pp. 499-508.

Evans, R.N. (1972), "An Investigation of Structural and Soil Responses to Hand Tunneling Procedures," Prep. Faculty of the Graduate School, Howard University, August, Master's Dissertation.

Evans, R.N. and Hampton, D. (1974), "Structural Responses to Hand Tunneling Procedures," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, Vol. 1, pp. 359-375.

Franklin, J.A. (1977)a, "Some Practical Considerations in the Planning of Field Instrumentation," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 3-13.

Franklin, J.A. (1977)b, "The Monitoring of Structures in Rock," Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, No. 4, pp. 163-192.

Frazier, C.A. and Boss, J. A. (1971), "Field Performance Evaluation of Soil Pressure Cells," California Division of Highways, Material Research Department, Res. Rep. No. 632954-1, 1971, 44pp., NTIS PB-203741.

Freeman, T.J. (1978), "The Behavior of Fully-Bonded Rock Bolts in the Kielder Experimental Tunnel," Tunnels and Tunnelling, June; also Building Research Establishment, Current Paper CP 64/78.

Gartung, E. and Bavernfeind, P. (1977), "Subway Tunnel at Nurnberg-Predicted and Measured deformations," Proc. Int. Symp., Field Measurement in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 473-483.

Goldbeck, A.T. and Smith, E.B. (1916), "An Apparatus for Determining Soil Pressures," Proc., American Society for Testing and Materials, Vol. 16, Part II, pp. 306-319.

Gould, J. P. (1962), "Control of Construction Dewatering by Use of Piezometers," Proc., Field Testing of Soils, ASTM STP 322, American Society for Testing and Materials, pp. 18-28.

Gould, J. P. and Dunnicliff, C. S. (1971), "Accuracy of Field Deformation Measurements," Proc., 4th Panamerican Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Vol. I, pp. 313-366; also Highway Focus, Vol. 4, No. 4, June 1972.

Green, G.E. (1974), "Principles and Performance of Two Inclinometers for Measuring Horizontal Ground Movements," Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, Butterworth and Co., London, pp. 166-179.

Green, W.E. (1971), "Determination of Stress Distribution Around Circular Tunnels Using Conformal Mapping Technique," Highway Research Record # 345, pp. 111-126.

Grosvenor, N.E. and Abel, J.F. (1966), "Measurement on the Pilot Bore for the Straight Creek Tunnel," Highway Research Record #135, pp. 27-34.

Guertin, J.D., Jr. and Flanagan, R. F. (1979)a, "Construction Behavior of a Shallow Tunnel in Highly Stressed Sedimentary Rock," Proc., 4th International Conf. on Rock Mechanics, Montreux, Switzerland, September, 8 pp.

Guertin, J.D., Jr. and Plotkin, E. S. (1979)b, "Observations of Construction Behavior of a Major Rock Tunnel, New York City," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, pp. 956-971.

Gunzelmann, H., Koerner, U., and Necas, J. (1977), "Mechanical Measurements of Rocks for Research Into Geological Causes of Failures at Railroad Tunnels Between Neustadt and Doncueschingen" (Black Forest, S.W. Germany), Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 695-708.

Hadala, P.F. (1967), "The Effect of Placement Method on the Response of Soil Stress Gages," Proc. Int. Symp., Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, pp. 255-264.

Hanna, T.H. (1973), Foundation Instrumentation, Trans. Tech. Publ., Cleveland, Ohio.

Hansmire, W.H. (1975), "Field Measurements of Ground Displacements About a Tunnel in Soil," Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, 334 pp., NTIS PB-246 938/5ST.

Hansmire, W.H. and Cording, E.J. (1972), "Performance of a Soft Ground Tunnel on the Washington Metro," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Vol. 1, pp. 371-389.

Hardy, H.R., Jr. (1972), "Application of Acoustic Emission Techniques to Rock Mechanics Research," Proc. Symp., Acoustic Emission, ASTM, STP 505, American Society for Testing and Materials, pp. 41-83.

Hardy, H.R., Jr. (1974), "Microseismic Techniques Applied to Coal Mine Safety," Final Report Project G0101743 (Min-45) USBM OF2, U.S. Bureau of Mines, pp. 23-75.

Hardy, H.R., Jr. (1975), "Evaluating the Stability of Geology Structures Using Acoustic Emission," Proc. Symp., Monitoring Structural Integrity by Acoustic Emission, ASTM, STP 571, American Society for Testing and Materials, pp. 90-106.

Hardy, H.R., Jr. and Mowrey, G.L. (1977), "Study of Underground Structural Stability Using Near Surface and Down-Hole Microseismic Techniques," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 75-91.

Harris, G.M. (1974), "Ground Settlement Above a Tunnel in Silt - A Case Record," Tunnels and Tunnelling, Vol. 6, No. 4, July-August, 1974, pp. 50-53.

Hartmann, E. (1967), "Rock Mechanics Instrumentation for Tunnel Construction," Terrametrics, Inc., Golden, Colorado.

Hawkes, I. (1978), "Measurement of Mine Roof Movement," Final Report Contract No. H0366033 for U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, July.

Heilbron, C.H. and Saylor, W.H. (1936), "An Invar-Tape Extensometer," Civil Engineering, ASCE, Feb.

Herget, G. and Pahl, A. (1977), "Stress Measurements Around Rock Caverns" (German), 2. Nat. Tagung 'Felsmechanik', TH Aachen, F.R. Germany, April 1976; DT. Ges. Erd-u. Grundb. Essen, F.R. Germany, 1977, pp. 49-71.

Hibino, S., Hayashi, M., Kanagawa, T., and Motojima, M. (1977), "Forecast and Measurement of the Behavior of Rock Masses During Underground Excavation Works," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 935-948.

Hillis, S.F., Szalay, K.A., O'Rourke, J.E., and Smith, D. (1974), "Instrumentation of Tarbela Dam Tunnels," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, Vol. 2, pp. 1275-1303.

Hilmer, K. (1973), "Measurements of Vertical and Lateral Earth Pressures on Concrete Frames. Subway at Nurenberg," (German), Veroff Grundb. -Inst. LGA Nurenberg, No. 25, 14pp.

Housel, W.S. (1943), "Earth Pressures on Tunnels," ASCE Proceedings, Vol. 68, p. 929.

Hudson, J.A. and Morgan, J. M. (1974), "Horizontal Inclinometer for Measuring Ground Movements," Transportation Road Research Laboratory, Crowthorne, TRRL. Suppl. Rep. SR 92 UC, 1974, 19pp.

Hudson, J.A. and Ryley, M. D. (1978), "Measuring Horizontal Ground Movements," Tunnels and Tunneling (G.B.), Vol. 10, No. 2, p. 58.

Hvorslev, J. (1976), "The Changeable Interaction Between Soils and Pressure Cells; Tests and Reviews at the Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA," U.S. Army Waterway Experiment Station, Vicksburg, Final Rept. No. 5-76-7, June, 275pp.

Ingram, J.K. (1965), "The Development of a Free-Field Soil Stress Gauge for Static and Dynamic Measurements," STP 392, Proc., Symp. on Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM, pp. 20-35.

Inrie, A.S. and Jory, L.T. (1968), "Behavior of the Underground Powerhouse Arch at the W.A.C. Bennett Dam During Excavation," Proc., 5th Canadian Symposium on Rock Mechanics, ASTM, pp. 20-35.

I.S.R.M. (1977), "Suggested Methods for Monitoring Rock Movements Using Inclinometers and Tiltmeters," I.S.R.M., Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Vol. 10, No. 1/2, pp. 81-106.

Irwin, M.J. (1974), "Instruments Developed by the TRRL for Studying the Behavior of Earthworks," Proc., Field Instrumentation, pp. 194-206.

Jethwa, J.L. and Singh, B. (1973), "Instrumentation for Evaluation of Rock Loads in the Intrathrust Zone at Kalawar for Head Race Tunnel of Yamuna Hydro-Electric Scheme, Stage II, Part II," Proc., Symp. on Rock Mechanics and Tunneling Problems, Regional Engineering College, Kurukshetra, haryana, India, December, pp. 113-118.

Jethwa, J.L., Pube, A. K., and Singh, B. (1978), "Rock Mechanics Instrumentation for a Pressure Tunnel in India," Tunnels and Tunnelling (G.B.) Vol. 10, No. 7, p. 63-66.

John, M. (1977), "Adjustment of Programs of Measurements Based on the Results of Current Evaluation," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 639-656.

John, M. (1976), "Geotechnical Measurements in the Arlberg Tunnel and Their Consequence on Construction" (German), Rock Mechanics Suppl., No. 5, pp. 157-177.

Jones, R.A. and Mahar, J. W. (1973), "Instrumentation to Monitor Behavior of Shotcrete Support Systems," Proc., Use of Shotcrete for Underground Structural Support Engineering Foundation Conference, South Berwick, Maine, ASCE-ACI, ACI Publication SP-45, pp. 297-319.

Judd, W.R. and Perloff, W.H. (1971), "Predicted and Measured Displacements for Tunnels," Symp., Underground Rock Chambers, ASCE, Natl. Mtg., Arizona, January, pp. 487-514.

Judtmann, G. (1978), "Support Measures Used in Excavating the Arlberg Tunnel - Adaption to Rock Mass Conditions by Means of Geotechnical Measurements," Rock Mech. Suppl. No. 7, pp. 157-177.

Kallstenuis, T. and Bergau, W. (1961), "In-Situ Determination of Horizontal Ground Movements," Proc., 5th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 481-485.

Kerisel, M. and Lupiac, M. (1973), "Soil Stresses Acting on the Auber Underground Railway Station in Paris" (French) Proc., VIII Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1.3, pp. 121-126.

Kidd, B.C. (1976), "Instrumentation of Underground Civil Structures," Proc., Symp. Exploration for Rock Eng., Johannesburg, S. Africa, November. Publ. by A.A. Balkema, Cape Town, S. Africa for S. Africa Ins. of Civ. Eng., Geotech. Div., Marshalltown, Transvaal, Vol. 1, pp. 219-231.

Knapp, R.S. (1940), "Settlements Due to Subway Construction in Clay," Proc., Purdue Conf. on Soil Mechanics and Its Application, pp. 312-320.

Kobold, F. (1961), "Measurement of Displacement and Deformation by Geodetic Methods," Proc., Surveying and Mapping Division, ASCE, Vol. 87, No. SU2, Paper 2973.

Korbin, G.E. and Brekke, T.L. (1978), "Field Study of Tunnel Pre-reinforcement," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT8, August, pp. 1091-1108.

Korbin, G.E. and Brekke, T. L. (1977), "Rational Design of Tunnel Supports - A Field Study of Spiling Reinforcement in Underground Openings," University of California, Berkeley Campus Res. Office, Final Techn. Rep. MRD-1-77, 211pp.

Kovari, K., Amstad, C.H., and Grob, H. (1974), "Displacement Measurements of High Accuracy in Underground Openings," Proc., 3rd Congress Intl. Soc. for Rock Mechanics, Denver; also in Advances in Rock Mechanics, Montreux, Balkema Publishers, Rotterdam, Vol. 2, p. 311.

Kovari, K., and Amstad, C. H. (1979), "Field Instrumentation in Tunneling as a Practical Design Aid," Proc., 4th Int. Congress for Rock Mechanics, Montreux, Balkema Publishers, Rotterdam. Reprint, 8pp.

Kovari, K., Amstad, C. H., and Fritz, P. (1977), "Integrated Measuring Technique for Rock Pressure Determination," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 289-316.

Kovari, K., Amstad, C. H., and Koppel, K. (1979), "New Developments in the Instrumentation of Underground Openings," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 817-837.

Krizek, R.J., Farzin, M. H., Wissa, A. E. Z., and Martin, R. T. (1974), "Evaluation of Stress Cell Performance," Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT 12, pp. 1275-1295.

Kruse, G.H. (1969), "Deformability of Rock Structures, California State Water Project," in session on Determination of the in-Situ Modulus of Deformation of Rock, sponsored by ASTM Committee D-18, ASTM Winter Meeting, Denver, Colorado, ASTM Special Technical Publication 477, pp. 58-88.

Krynine, D.P. (1944), "Pressure on the Lining of Circular Tunnels in Plastic Soils," Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 70, No. 5, May, pp. 629-646.

Lambe, T.W. (1970), "Braced Excavations," 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, Cornell University, June, pp. 149-218.

Lambe, T.W., Wolfskill, L.A., and Wong, I.H. (1970), "Measured Performance of Braced Excavation," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, Proceedings Paper 7307, May, pp. 817-836.

Lambe, T.W., Wolfskill, L.A., and Jaworski, W.E. (1972), "The Performance of a Subway Excavation," Proc., Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Vol. I, Part 2, June, pp. 1403-1424.

Lane, K. S. (1977), "Instrumented Tunnel Tests: A Key to Progress and Cost Savings," Underground Space VI, No. 3, pp. 247-259.

Lane, K. S. (1975), "Field Test Sections Save Cost in Tunnel Support," Report from Underground Research Council, ASCE, New York, October, 59pp.

Lane, K. S. (1957), "Garrison Dam—Evaluation of Results from Tunnel Tests Section," ASCE Journal, Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 83, SM 4, Paper 1439, 49pp.

Letsch, U. (1977), "Seelisberg Tunnel: Huttegg Ventilation Chamber," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich , Vol. 2, pp. 577-586.

Lew, T.K. (1970), "Development of a Three-Dimensional Stress Cell for Granular Soils: Preliminary Evaluation," U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Tech. Note No. TN-1131, Oct., 48pp, NTIS-AD 714 837.

Lo, K.Y. and Morton, J.D. (1976), "Tunnels in Bedded Rock with High Horizontal Stresses," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No. 3, pp. 216-230.

Lombardi, G. (1977), "Long-Term Measurements in Underground Openings and their Interpretation with Special Consideration to the Rheological Behavior of the Rock," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 839-858.

Lombardi, G. (1976), "The Gotthard Tunnel-Rock Pressure Problem in the Construction of the Road Tunnel" (German), Schweiz. Bauztg. 94, No. 13, pp. 151-158.

Londe, P. (1978), "In-Situ Measurements in Tunnels" (French), Rev. Francaise Geotechnique, No. 4, June, pp. 49-62.

Londe, P. (1977), "Field Measurements in Tunnels," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 619-638.

Louis, C. and Desurmont, M. (1977), "Soil Displacements Monitoring-Interpretation of the Measurements" (French), Rev. Francaise Geotechnique, No. 2, Oct., pp. 115-123.

Lundgren, R. (1966), "Electric Piezometer for Field Installation," Civil Engineering, ASCE, New York, Vol. 36, No. 8, pp. 52-53.

MacPherson, H.H., Critchfield, J.W., Hong, S.W., and Cording, E.J. (1978), "Settlements Around Tunnels in Soil: Three Case Histories," prepared for U.S. Department of Transportation/Urban Mass Transportation Administration, Rpt. No. UMTA IL 06 0043 78 1, March 143 pp.

Mahar, J.W., Gau, F.L., and Cording, E.J. (1972), "Observations During Construction of Rock Tunnels for the Washington, D.C. Subway," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Vol. 1, pp. 659-681.

Markovic, O. and Popovic, B. (1970), "A Comparison of the Loading of a Tunnel Lining as Measured In Situ and Calculated by Analytical Methods," Proc., 2nd Congr. International Society for Rock Mechanics, Belgrade, Theme 4, No. 67, 7pp.

Martinetti, S. (1977), "Experience in Field Measurements for Underground Power Stations in Italy," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 509-534.

Massachusetts Institute of Technolgoy (1972), "MIT Test Section Instrumentation, Massachusetts Bay Transportation Authority, Haymarket-North Extension, Final Project Report," MIT Rep. No. R72-33, March, 359pp., NTIS PB 220877.

McCabe, W.M. and Koerner, R.M. (1979), "Acoustic Emission (Microseismic) Monitoring for Ground Control in Tunnels," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 879-898.

McCaul, C., Morgan, J.M., and Boden, J.B. (1976), "Measurement of Ground Movement Due to Excavation of a Shallow Tunnel in Lower Chalk," Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, No. SR 199 UC, 24pp.

McMahon, T.F. and Yoder, E. J. (1960), "Design of a Pressure-Sensitive Cell and Model Studies of Pressure in a Flexible Pavement Subgrade," Proc., Highway Research Board, Vol. 39, pp. 650-682.

McRostie, G.C., Burn, K.N., and Mitchell, R.J. (1972), "The Performance of Tied-Back Sheet Piling in Clay," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 2, pp. 206-218.

McVey, J. R., Lewis, S. R., Guidice, E. E., and Powell, J. R. (n.d.), "Deformation Monitoring of Underground Openings by Photographic Techniques," U.S. Department of the Interior, Report of Investigation 7912, 26pp.

McVey, J. R. and Meyer, T. O. (1973), "An Automatic Data Aquisition System for Underground Measurements," Report of Investigations 7734, Spokane Mining Research Center, U.S. Bureau of Mines.

McVey, J. R., Meyer, T. O., and Lewis, S. R. (1974), "A Radio Requency Warning Device for Early Roof Failure Detection," Proc., Field Testing and Instrumentation of Rock, ASTM STP 554, American Society for Testing and Materials, pp. 135-146.

Meister, D. and Wallner, M. (1977), "Instrumentation of a Tunnel in Extremely Bad Ground and Interpretation of the Measurements," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 919-933.

Mensah-Dwumah, F.K. (1975), "Soil-Structure Interaction Capitol Hill Relief Sewer (Elliptical Section)," Prep. for Faculty of the Graduate School, Howard University, July, 1975.

Mensah-Dwumah, F.K. and Hampton, D. (1979), "Comparison of Field Measurements with Finite Element Results-Capitol Hill Relief Sewer Section II (Washington, D.C.)," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 69-86.

Mihajovic, S. (1972), "Influence of Different Construction Methods on Yielding Rock and the Design of Tunnel Supports," Proc.,Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, pp. 224-251.

Mills, K.G., Matthews, S.M., and Richards, B.G. (1974), "An Investigation of Diaphragm Earth Pressure Cells," CSIRO-Div. Applied Geomechanics-Res. Paper No. 278, Proc., 7th Australia Road Research Board Conf.

Misterek, D.L., Slebir, E.J., Ring, G.W., and Laird, M.A. (1976), "Behavior Studies for a Highway Tunnel," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Los Vegas, pp. 715-721.

Morrison, R.K. (1979), "Instrumentation of Open Cut Subway Excavation for the M tropolitan Atlanta Rapid Transit Authority (MARTA)," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 861-866.

Morton, J.D. and Palmer, J.H.L. (1979), "Results of Instrumentation and Observation of Tunnel in Bedrock Under High Horizontal In Situ Stresses," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 917-935.

Morton, J.D., Lo, K.Y., and Belshaw, D.J. (1975), "Rock Performance Considerations for Shallow Tunnels in Bedded Shales with High Lateral Stresses," Proc., 10th Canadian Rock Mechanics Symp., Queen's Univ., Kingston K7L 3N6, Canada, pp. 339-379.

Moschler, E. and Mott, P. (1972), "Rock Anchors and Force Measuring Installation in the Waldeck II Cavern" (German), Schweiz. Baoztg 90, No. 31, pp. 737-740.

Muller, G., Mueller-Salzburg, L., and Gotz, H.P. (1970), "Measuring Stress and Deformation Patterns in Jointed Rock," Proc., 2nd Congr. Int. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, Theme 4, No. 46, 7pp.

Mueller-Salzburg, L. (1977), "The Use of Deformation Measurements in Dimensioning the Lining of Subway Tunnels," Proc., Field Measurement in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 451-471.

Murray, R.T. and Irwin, M. (1970), "The Performance of an Inclinometer for Measuring Lateral Movements in Soil," TRRL Report LR No. 332.

Mussger, K. (1979), "The Use of Geotechnical Measurements in a Very Shallow Soft Ground Tunnel," prepared for Annual Association of Engineering Geologists Conference, Chicago.

Myrianthis, M.L. (1975) "Ground Disturbance Associated with Shield Tunneling in Overconsolidated Stiff Clay," Rock Mechanics, Vol. 7, No. 1, March.

Myrvang, A. (1974), "The Principles of Some Measuring Methods in Rock Mechanics" (Norwegian), Rock Mech. Meet., "Fjellsprengningsteknikk-Bergmekanikk," Oslo, Norway, Nov. 1973, Tapir, Oslo, 1974, pp. 13.1-13.13.

Neff, T.L. (1970), "An Evaluation of Several Types of Rock Extensometers," 6th Canadian Symp. on Rock Mechanics, Montreal, pp. 103-118.

Nixon, I.K., Skipp, B.O., and Wareham, B.F. (1974), "Environmental Factors Affecting the Interpretation of Ground Movement," Proc., Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, London, pp. 318-331.

Nussbaum, H. (1973), "Recent Development of New Austrian Tunneling Method," Journal of the Construction Division, ASCE, July, p. 115.

O'Rourke, J. E. (1978), "Soil Stress Measurement Experiences," Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT 12, pp. 1501-1514.

O'Rourke, T. D. (1975), "A Study of Two Braced Excavations in Sands and Interbedded Stiff Clays," Ph.D., Thesis, University of Illinois, Urbana.

O'Rourke, T. D. and Cording, E. J. (1974)a, "History of Loads and Displacements for a Deep Excavation in a Mixed Soil Profile," Transportation Research Record #517, pp. 1-15.

O'Rourke, T. D. and Cording, E. J. (1975), "Measurement of Strut Loads by Means of Vibrating-Wire Strain Gauges," Symp., Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 58 4, American Society for Testing and Materials, pp. 58-77.

O'Rourke, T. D. and Cording, E. J. (1974)b, "Observed Loads and Displacements for a Deep Subway Excavation," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco (Gallery Place), Vol. 2, p. 1305.

O'Rourke, T.D., Cording, E.J., and Boscardin, M. (1976), "The Ground Movements Related to Braced Excavation and Their Influence on Adjacent Buildings," Final Report prepared by the University of Illinois for USDOT, No. DOT-TST 76T-23, August.

O'Rourke, T.D. and Cording, E.J. (1974)c, "The Observed Performance of Deep Subway Excavation," prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority, NTIS-PB 240 905.

Ortel, W.H. (1971), "Azotea Tunnel Instrumentation Program, San Juan-Chama Project, New Mexico," USBR Engng. Res. Cent., Report No. RECERC 71 49, Dec., 45pp., NTIS PB 207450.

Pacher, F. (1972), "Experiences with Rock Pressure Measurements During Highway Tunnel Construction in Austria" (German), Proc., Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, Sept., pp. 381-391.

Pahl, A. (1972), "Measurements of Deformation in the Cavern of the Pumped Storage Station Waldeck II, Germany" (German), Proc., Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, Sept., pp. 520-525.

Pahl, A. (1970), "Control of Rock Deformations in Rock Cavities," Bulletin, International Association of Engineering Geologists, Paris, No. 2, pp. 21-32.

Panek, L.A. (1970), "Methods and Equipment for Measuring Subsidence," 3rd Symp. Salt, Cleveland, Ohio, Northern Ohio Geological Society, Vol. 2, pp. 321-338.

Pariseau, W.G. (1978), "A Note on Monitoring Stress Changes In Situ," Int. Journal Rock Mechanics Mining Sciences, Vol. 15, No. 4, pp. 161-166.

Patzold, J. (1972), "Recommendations for Measurements in Connection with Shield-Driven Tunnels" (German), Bautechnik 49, No. 9, pp. 292-301.

Peaker, K.R. (1965), "A Hydraulic Earth Pressure Cell," Symp., Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM STP 392, American Society for Testing and Materials, pp. 75-81.

Peck, R.B. (1969)a, "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics" (Ninth Rankine Lecture), Geotechnique, London, 19, No. 2, pp. 171-187.

Peck, R.B. (1969)b, "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume on State-of-the-Art, Mexico, pp. 225-290.

Peck, R.B. (1943), "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago, Ill.," Trans., ASCE, Vol. 108, pp. 1008-1036.

Peck, R.B. (1970), "Field Measurements-Underground Structures," from Observational Methods in Soil and Rock Engineering, sponsored by Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Illinois Section, ASCE, Dept. Materials Eng., University of Illinois, Chicago Circle.

Peck, R.B. and Berman, S. (1949), "Measurements of Pressures Against a Deep Shaft in Plastic Clay," Proc., 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. III, pp. 300-301.

Peck, R.B. (1972), "Observations and Instrumentation: Some Elementary Considerations," Seminar on Field Observations in Foundation Design and Construction, New York Metropolitan Section, ASCE; also Highway Focus, FHWA, Vol. 4 (1972), No. 2, June, pp. 2-5.

Peck, R.B. (1941), "The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway," ASTM Bulletin, August, pp. 25-30.

Pells, P.J.N. (1978), "Prediction and Measurement of Rock Tunnel Displacement," Research Report, Sydney Univ., Australia, March, 27pp., PB 283 739.

Penman, A.D.M. (1960), "A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers," Proc., Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Institution of Civil Engineers, London, pp. 53-58.

Petersen, G. and Schmidt, H. (1974), "Earth Pressure Measurements on the Tunnel Structures of the Hamburg Express Railway" (German), Bauingenieur 49, No. 8, pp. 318-326.

Plantema, G. (1953), "A Soil Pressure Cell and Calibration Equipment," Proc., 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland, Vol. 1, pp. 283-288.

Potts, E.L.J., Dunham, R.K., Maconochie, D.J., and Reid, A.G. (1976), "Design and Installation of Ground Instrumentation for the Channel Tunnel," Int. Symp. Tunnelling, Instn. Min. Metallurgy, London, England, March, pp. 243-253.

Priest, S.D. (1976), "Ground Movements Caused by Tunnelling in Chalk," Proc., Institution of Civil Engineers, London, Vol. 61, March, pp. 12 and 23-39.

Rabcewicz, L.V. (1964), "The New Austrian Tunneling Method," Water Power, November 1964, December 1964, and January 1965.

Rabcewicz, L. V. and Golser, J. (1974), "Application of the NATM to the Underground Works at Tarbela," Water Power, London, September, pp. 314-321 and October, pp. 330-335.

Rabus, R.W. (1976), "Rock Instrumentation for a Large Underground Room," National Science Foundation RANN Program, Grant No. NSF-GI-378624, June, Univ. Minnesota, Department of Civil and Mineral Engineering.

Rapp, G.M. and Baker, A.H. (1936), "The Measurement of Soil Pressures on the Lining of the Midtown Hudson Tunnel," 1st Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Vol. II, pp. 150-156.

Rasmussen, D.D. and Hof, P.J. (1976), "Self-Contained Instrument for Measuring Subterranean Tunnel Wall Deflection," Patent - 4091 990.

Rebull, P.M. (1972), "Earth Responses in Soft Ground Tunneling," Proc., Specialty Conf., Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University, Vol. 1, pp. 1517-1535.

Regan, T.J., Jr. (1979), "Slurry Wall Test Program," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, Vol. 1, pp. 735-750.

Robertson, A.M.G. (1976), "Principles of Rock Instrumentation," Proc., Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, S. Africa, Cape Town-Rotterdam: A.A. Balkema Publ., November, Vol. 1, pp. 197-205.

Robinson, R.A., Miller, R.P., and Monson, D.L. (1976), "Construction Control Instrumentation Used During Tunnel Enlargement," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Las Vegas, pp. 742-758.

Rodriquez, J.M. and Flamand, C.L. (1969), "Strut Loads Recorded in Deep Excavation in Clay," Proc., 7th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2, pp. 459-468.

Rose, D. (1979), "The Atlanta Research Chamber," Report No. UMTA-GA-06-0007-79-1, prepared for USDOT/UMTA, Interim Report, June.

Rott, W. (1977), "Earth Pressure Tests on Slurry Trench Walls" (German), Bauingenieur 52, No. 12, pp. 473-475.

Rott, W. (1976), "Measurements of Deformations and Stresses in Slurry Trench Walls of Tunnels in Vienna" (German), Techn. Univ. Graz, Inst. Bodenmech., Felsmech. U. Grundb., Graz, Austria, D. Thesis, 96pp.

Rouse, G.L. and Wallace, G.B. (1966), "Rock Stability Measurements for Underground Openings," Proc., 1st Congr. International Society Rock Mechanics, Lisbon, Vol. II, pp. 335-340.

Russell, H.A., Jr. (1979), "Field Instrumentation for Cut and Cover Tunneling," prepared for Annual Association of Engineering Geologists Conference, Chicago.

Sagaseta, G. and Escario, V. (1974), "Influence of Construction Procedures on Ground Pressures Around a Tunnel," Proc., 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colo., Sept., Vol. 2, Part B, pp. 1318-1325.

Sakurai, S. (1977), "Interpretation of Field Measurements in Undersea Tunnels with the Aid of Mathematical Model," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 859-871.

Sampaolo, A. (1977), "Electro Optical Convergence Measurements in Large Underground Chambers," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 611-618.

Sauer, G. and Lama, R.D. (1973), "Application of New Austrian Tunnelling Method in Difficult Builtover Areas in Frankfurt/Main Metro," Sym. on Rock Mechanics and Tunnelling Problems, Reg. Eng. Coll., Kurukshetra, India, Dec., Vol. I, pp. 79-92, ID No. EI 76032 1054 62 1054.

Sauer, G. and Sharma, B. (1977), "A System for Stress Measurement in Construction in Rock," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 317-329.

Saxena, D.S. and Tuttle, J.K. (1972), "Controlled and Monitored Rock Excavations in Urban Areas," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Vol. 2, pp. 1611-1622.

Scheibner, D., Von (1972), "Measurements of Stresses in a Concrete Lined Subway Tube in Berlin Driven by Shield Tunneling" (German), Vortr. Baugrundfag. Stuttgart, Germany, Sept., pp. 343-358.

Schillinger, G. (1970), "Rock Pressures in Keuper Gypson During the Construction of the Belchen Tunnel" (Switzerland), Strasse u. Verkehr 56, No. 10, pp. 579-584.

Schmidt, B. (1977), "Construction Monitoring of Soft Ground Tunnels: A Rational Handbook of Practices for Rapid Transit System Planners and Managers," prepared for UMTA, NTIS PB 264-361/AS.

Schmidt, B. (1974), "Prediction of Settlements Due to Tunneling in Soil: Three Case Histories," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, Vol. II, June, pp. 1179-1199.

Schmidt, B. (1969), "Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil," Univ. Illinois at Urbana, Ph.D. Thesis, 234pp., Diss. Abstr. Int., Order No. 70-13, 471.

Schmidt, B. and Dunnicliff, C.J. (1974), "Construction Monitoring of Soft Ground Rapid Transit Tunnels," Vol. I-A Definition of Needs and Potential Developments, NTIS PB 241 536 and Vol. II-Appendices, PB 241 537, November.

Scott, A. (1972), "Strain Gauges," Engineering, London, Vol. 212, No. 5, May, pp. 482-485.

Selig, E.T. (1975), "Soil Strain Measurements Using Inductance Coil Method," Symp. on Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 584, American Society for Testing and Materials, pp. 141-158.

Selig, E.T. (1964), "A Review of Stress and Strain Measurement in Soil," Proc., Symp. on Soil-Structure Interaction, Univ. of Arizona, pp. 172-186.

Selig, E.T. and Joyce, R.P. (1965), "Planning Soil Dynamics Instrumentation," Symp. on Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM STP 392, American Society for Testing and Materials, pp. 1-19.

Selig, E.T. and Tobin, H.G. (1967), "Investigation of Piezoresistive Soil Stress Gauges," Proc., Int. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Univ. of New Mexico, pp. 239-254.

Sellers, J.B. (1970), "The Measurement of Rock Stress Changes Using Hydraulic Borehole Gauges," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 7, No. 4, pp. 423-435.

Sellers, J.B. (1968), "Rock Mechanics Instrumentation in Tunnels," Water Power A, Vol. 20, No. 1, July, pp. 272-276.

Serata, S., Iwasaki, Y., and Mochida, Y. (1976), "New In-situ Instrumentation Technique for Tunneling and Mining Design: Field Examples," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Las Vegas, pp. 722-791.

Sharp, J.C., Richards, L., and Byrne, J. (1977), "Instrumentation Considerations for Large Underground Trial Openings in Civil Engineering," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 587-609.

Shimada, T., Iizuka, A., and Tabagi, M. (1972), "Ground Subsidence Due to Excavation and Earth-Pressure Behavior in Tunnels," Quarterly Report, Railway Technology Research Institute, Vol. 13, No. 2, June, pp. 66-70.

Silveira, J.F.A. (1977), "Observation Equipment in Rock Tunneling; Methods Adopted and Some Case Histories" (Portuguese), Proc., 1st Brazilian Congr. Engineering Geology, Aug. 1976, Rio de Janeiro, Brazil, Brazilian Assoc. Engng. Geol. C.P. 7141, Sao Paulo, Brazil, Vol. 1, pp. 131-154.

Sirokov, A. (1971), "New Apparatus for Measuring the Parameters of Rock-bolt Support Behavior" (Russian), Sachtroe Stroit. 15, No. 10, pp. 6-8.

Skinner, E.H. (1974), "Flathead Tunnel - A Geologic, Operations, and Ground Support Study, Burlington Northern Railroad, Salish Mountains, Montana," U.S. Bureau of Mines Information Circular No. 8662, 98pp.

Skipp, B.O. and Marriott, M. (1974), "The Measurement and Interpretation of Ground Vibration," Proc., Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London, pp. 396-410.

Smart, J.D. and Sager, J.W. (1972), "Instrumentation on Recent Corps Tunneling Projects," Proc., Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, Vol. 1, pp. 623-657.

Smith, P.D.K. and Buoland, J.B. (1976), "Performance of a High Precision Multipoint Borehole Extensometer,"Building Research Establishment, CP 41/76; also Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No. 2, May, pp. 172-176.

Sovinc, I. (1978), "The Measurements of the Deformations in the Road Tunnel Pletovarje in Oligocene Marl " (Yugoslavia), Gradbeni Vestnik, Ljubljana 27, No. 6, pp. 114-119, No. 7, pp. 145-152.

Sozio, L.E. (1978), "Settlements in a San Paulo Shield Tunnel," Tunnels and Tunnelling (G.B.), Vol. 10, No. 7, Sept., pp. 53-55.

Takemoto, T., Ryoke, K., and Teramoto, T. (1977), "Creep Behavior of Soft Ground Tunnel," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 669-682.

Takibuchi, K. (1970), "Earth Pressure Acting on Steel Arch Supports and Lining Concrete in Swelling Rocks," Proc., 2nd Congr., Int. Soc. for Rock Mechanics, Belgrade, Vol. 2, paper no. 4-28.

Terzaghi, K. (1943), "Liner Plate Tunnels of the Chicago (Ill.) Subway," Transactions, ASCE, Vol. 108, pp. 970-1007.

Terzaghi, K. (1942), "Shield Tunnels of the Chicago Subway," Journal Boston Society of Civil Engineers, Vol. 29, pp. 163-210; also contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Engineers, Vol. II (1941-1953), pp. 67-121.

Thomas, H.S.H. (1976), "Structural Performance of a Temporary Tunnel Lined with Spheroidal Graphite Cast Iron," Building Research Establishment, Current Paper 36/76, May; reprinted from the Proc. Inst. of Civil Engineers, Vol. 61, Part 2, March 1976, pp. 89-108.

Thomas, H.S.H. and Ward, W.H. (1969), "The Design, Construction and Performance of a Vibrating Wire Earth Pressure Cell," Geotechnique, Vol. 19, No. 1, pp. 39-51.

Thon, J.G. and Harlan, R.C. (1971), "Slurry Walls for BART Civic Center Subway Station," Journal Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 97, No. SM9, Sept., pp. 1317-1334.

Tomlin, N. and Slucki, T. (1977), "Ground Deformation Around a Tunnel Excavation in Bunter Sandstone," Proc., Conf. on Rock Engineering, British Geotechnical Society, Univ. Newcastle upon Tyne, U.K., Vol. 1, April, pp. 623-640.

Tomlinson, R.W. (1970), "New Distance Measuring Instruments," ASCE, Vol. 96, No. SU 2, paper 7521.

Triandafilidis, G.E. (1974), "Soil-Stress Gauge Design and Evaluation," ASTM Journal Test Evaluation 2, No. 3, pp. 146-158.

Trollope, D.H. and Lee, I.K. (1961), "The Measurement of Soil Pressures," Proc., 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, pp. 493-499 .

Truesdale, W.B. and Anderson, M.E. (1964), "A New Device for Soil Strain Measurement," Proc., Symp. Soil-Structure Interaction, Univ. of Arizona, Tucson, September, pp. 129-137.

Truesdale, W.B. and Schwab, R.B. (1967), "Soil Strain Gauge Instrumentation," Proc., Int. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Univ. of New Mexico, pp. 931-942.

Tyler, R.G. (1974), "Measuring Bending Moments," Tunnels and Tunnelling, Vol. 6, no. 5, Sept.-Oct., pp. 56-61.

Tyrell, A.P. (1976), "Ground Instrumentation for the Channel Tunnel Project," Proc., Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, S. Africa, Nov. 1976, Cape Town-Rotterdam: A.A. Balkema Publ., Vol. 1, pp. 233-241.

Vaughan, P.R. (1974), "The Measurement of Pore Pressures with Piezometers," Proc., Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London, pp. 411-422.

Voort, H. (1976), "Instrumentation of Pilot Adits and Large Underground Excavations," Proc., Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, S. Africa, November, ID No. EI 770753480 753480.

Waddell, G.G., Crocker, T.J., and Skinner, E.H. (1971), "Tunnel Relaxation Method for Determining the Initial and Long Term Deformation Around an Underground Opening," Dynamic Rock Mechanics, 12th Symp. on Rock Mech., ed. by G.B. Clark, SME, New York, pp. 903-931.

Wagner, H. (1971), "Measurements of Active Earth Pressure and Stress in Tunnel Linings Underground, and Especially in the Cast Iron Lining of the Underground Railway, Hamburg" (German) Strasse-Brucke - Tunnel 23, No. 5, pp. 11B22.

Waldmann, R., Gonin, H., and Clement, P. (1971), "Experimental Section of the Underground Railway in Lyon: Principles and Techniques of the Measurements" (French), Travaux 53, No. 430, pp. 27-41.

Wallace, G.B. and Ortel, W.H. (1970), "Tests for Tunnel Support and Lining Requirements," Proc., 12th Symp. Rock Mech., Univ. of Missouri, Rolla, Mo., USA, Nov.; New York: Amer. Inst. Min. Metallurgy, Petrol. Engrs., 1971, pp. 933-959.

Ward, W.H. (1975), "Techniques for Field Measurement of Deformation and Earth Pressure," Conf. on the Correlation Between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures, Inst. of Civil Engineers, London, 28-40.

Ward, W.H. (1969), "Yield and Movements Around Tunnels in London Clay," Discussion to "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," by R.B. Peck, Proc., 7th Int. Conf. SM&FE, Mexico City, Vol. 3, pp. 320-325. Reprinted in Building Research Station Current Paper 34/70, London (1970), 6pp.

Ward, W.H. and Burland, J.B. (1973), "The Use of Ground Strain Measurements in Civil Engineering," Building Research Station, Garston, Current Paper No. 13/73, April, 12pp.

Ward, W.H., Coates, D.S., and Tedd, P. (1976), "Performance of Tunnel Support Systems in the Four Fathom Mudstone," Proc., Tunneling '76, Institution of Mining and Metallurgy, pp. 329-340.

Ward, W.H. and Thomas, H.S.H. (1965), "The Development of Earth Loading and Deformation in Tunnel Linings in London Clay," Proc., 6th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Toronto, Vol. II, pp. 432-436.

Weir-Jones, I. (1979)a, "Instrumentation," Chapter V of The Atlanta Research Chamber, Applied Research for Tunnels, Interim Report, June 1979, prepared for USDOT/UMTA, Report No. UMTA-GA-06-0007-79-1.

Weir-Jones, I. (1979)b, "Modern Instrumentation for Tunnels," from The Atlanta Research Chamber, Applied Research for Tunnels Monographs, Interim Report, June 1979, for USDOT/UMTA, Report No. UMTA-GA-06-0007-71-1.

Whittaker, B.N. and Forrester, D.J. (1973), "Measurement of Ground Strain and Tilt Arising from Mining Subsidence," Proc., Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London '73, pp. 437-447.

Whittaker, B.N. and Woodrow, J.M. (1977), "The Constant Tension Strain Wire Borehole Extensometer and Its Application to Instrumentation of Underground Openings," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp. 437-447.

Widerhofer, R. (1972), "Ground Pressure Measurements and Interpretation of the Results of Recent Japanese Tunnel Constructions," Proc., Int. Symp., Underground Openings, Lucerne, September, pp. 526-537.

Wilkes, P.F. (1970), "The Installation of Piezometers in Small Diameter Boreholes," Geotechnique 20, No. 3, pp. 330-333.

Williams, F.T. (1973), "The Behavior of Stress Measuring Devices in Rocks of Various Properties," Proc., Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London, pp. 462-474.

Wilson, G. (1974), "Accurate Measurement of Displacement," Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, No. 2, May, pp. 306-309.

Wilson, S.D. (1962), "The Use of Slope Measuring Devices to Determine Movements in Earth Masses," Symp. on Field Testing of Soils, ASTM STP 322, American Society for Testing and Materials, pp. 187-198.

Wisser, E. (1977), "Design and Observation of the Underground Power Station Langenegg," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 569-586.

Wittke, W. (1977), "Interpretation of Flat Jack Tests and Field Measurements in Tunnels by Means of Finite Element Analysis," Proc., Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol. 2, pp. 997-1018.

Wrightman, J. (1974), "Some Organization and Benefit Aspects of Instrumentation," Proc., Field Instrumentation for Geotechnical Engineering, London, 1974, pp. 488-496.

Wroth, C.K. (1977), "Geotechnical Aspects of Large Excavations in Urban Areas," 12th Annual Henry M. Shaw Lecture in Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C., March.

Wu, Tien-Hsing and Berman, S. (1953), "Earth Pressure Measurements in Open Cut: Contract D-8, Chicago Subway," Geotechnique, Vol. III, pp. 248-258.

Yoshida, M. and Yoshimura, K. (1970), "Deformation of Rock Mass and Stress in Concrete Lining Around the Machine Hall of Kisenyama Underground Power Plant," Proc., 2nd Congress of International Society for Rock Mechanics, Belgrade 1970, Theme 4, No. 29, 15pp.

Zavriev, G.P., Petrosian, G.M., and Zavrian, E.G. (1972), "Pressure of Clay on Underground Structures from Data from Field Studies," Proc., 5th European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. I, Theme 4, April, pp. 597-601.

LISTING OF INSTRUMENTATION SPECIALISTS, SUPPLIERS AND MANUFACTURERS

ABEM Instrument Group, Craelius Svenska Diamant, Fack, S-101 10 Stockholm, Sweden
Adlab Ltd. P. O. Box 1, Farnworth, Bolton, BL4 7SM, Lancashire, England
Ailtech, 19535 East Walnut Drive, City of Industry, California, 91748 USA
American Instruments, 8030 Georgia Avenue, Silver Spring, Maryland 20910, USA
B.C. Ames Co., 131 Lexington St., Waltham, Massachusetts 02154, USA
Ampower Corp., 1 Marine Plaza, North Bergen, New Jersey 07047, USA
Atkins Technical, Inc., P.O. Box 14405 University Station, Gainsville, Florida, 32601, USA
Automation Industries, Inc., Shelter Rock Road, Danbury, Connecticut 06810, USA

BEVAC, Route d'Yverdon 18, CH-1033 Cheseaux-sur-Lausanne, Switzerland
Bison Instruments, Inc. 5708 W. 36th Street, Minneapolis, Minnesota, 55416, USA
BLH Electronics, Inc., 42 Fourth Ave., Waltham, Massachusetts 02154, USA
Borros Co., Ltd., Box 3063, S-17103 Solna 3, Sweden. U.S. Suppliers: Soil and Rock Instrumentation, Inc.; Slope Indicator Co.
Brewer Engineering Laboratories, Inc., P.O. Box 288, Marion, Massachusetts, 02738, USA
British Transport and Road Research Laboratory, Old Wokingham Road, Crowthorne Berkshire RG11 6AU, England
Building Research Establishment, Building Research Station, Garston Watford WD2 7JR, England

Carlson Instruments, 1203 Dell Avenue, Campbell, California 95008, USA
Clockhouse c/o Testlab Corp., P.O. Box 66310, Chicago, Illinois, USA
Corner House Laboratories (Pty.) Ltd., Private Bag I, Emmarentia, Johannesburg, South Africa
Dallas Instruments, Inc., P.O. Box 38189, Dallas, Texas, 75238, USA
Dames and Moore, 2333 West Third St., Los Angeles, California, 90057, USA
Deakin Instrumentation Ltd., St. Thomas Rd., Wigston, Leicestershire, LE8 2TA, England
Diffracto, 1621 Lauzon Road, P.O. Box 2093, Windsor, Ontario N8Y 4R5, Canada
W.C. Dillon & Co., Inc., P.O. Box 3008, Van Nuys, California, 91407, USA
Doboku Sokki Center Co., Ltd., No. 780 Nase-Cho, Totsuka-ku, Yokohama-shi, Kanagawa-ken, Japan. U.S. Supplier: Terrametrics, Inc.

Earth Science Research, Inc. 133 Mt. Auburn St., Cambridge, Massachusetts, 02138, USA
Eastman International Co., P.O. Box 1680, Denver, Colorado, 80201, USA

Ecotec Corp., 14 Charles St., Needham Heights, Massachusetts 02194, USA
Engineering Laboratory Equipment Ltd., Woodcock Hill, Harefield Road, Rickmansworth, Hertfordshire, England. U.S.Supplier: Seelec, Inc. 999 N. Main St., Glen Ellyn, Illinois, 60137
A. M. Erichsen GmbH, P.O. Box 201537, D-5600 Wuppertal 2, Germany

Gage Technique Ltd., P.O. Box 30, Trowbridge, Wilts., England, U.S. Supplier: Terrametrics, Inc.
General Radio Company, West Concord, Massachusetts 01781, USA
Gentran, Inc., 928 Thompson Place, Sunnyvale, California 94086, USA
Geocel, Inc., 16027 West 5th St., Golden, Colorado 80401, USA
Geonor, A.S., Grini Molle, P.O. Box 99, Roa, Oslo 7, Norway. U.S. Suppliers: Slope Indicator Co., Soil and Rock Instrumentation, Inc.
Geoprobe, Division of Warnock-Hersey Ltd., 1438 rue des Gouverneurs, Sinllery, P.Q., Canada
Geo-Recon, Inc., merged with Slope Indicator Company (SINCO)
Geosistemas, S.A., Calle Oriente 233, No. 36, Mexico 9, D.F. Mexico
Geotechniques International, Inc., P.O. Box 553, Marblehead, Massachusetts, 01945, USA
Geo-Testing, Inc., P.O. Box 4339, San Rafael, California, 94903, USA
Gilmore Industries, Inc., 3355 Richmond Rd., Cleveland, Ohio, 44122, USA
GISCO (Geophysical Instrument and Supply Co.), 900 Broadway, Denver, Colorado, 80203, USA
Franz Gloetzl, Baumesstechnik, D-7501 Forchheim-Bahuhof, West Germany. U.S. Supplier: Terrametrics, Inc.
Grass Instruments, 101 Old Colony Ave., Quincy, Massachusetts, 02169, USA
Gulf General Atomic Corp., P.O. Box 608, San Diego, California, 92112, USA
Gulton Industries, Metuchen, New Jersey, 08840, USA

Hewlett-Packard Inc., P.O. Box 301, Loveland, Colorado, 80537, USA
Holosonics Inc., Mineral Services Division, 2950 George Washington Way, Richland, Washington, 99352, USA
Honeywell Industrial Division, Fort Washington, Pa. 19034, USA or 2701 Fourth Avenue S., Minneapolis, Minn. 55408, USA
Horstman Ltd., Locksbrook Rd., Bath, England, U.S. Supplier: Terrametrics, Inc
Houston Scientific Industries, Inc., 4202 Director's Row, Houston, Texas, 77018, USA
Huggenberger, A.G., Ackersteinstrasse 119, CH-80419 Zurich, Switzerland
Huntec, Ltd., 1450 O'Connor Drive, Toronto, Canada

Dr. Ing. Heinz Idel, Potthoffs Borde 15, 43 Essen, West Germany. U.S. Supplier: Terrametrics, Inc.
Impact-O-Graph Corp., Prewitt Instrument Division, 181 Northfield Road, Bedford, Ohio, 44146, USA
Interfels International Versuchsanstalt fur Fels GmbH, P.O. Box 75, D-4442 Bentheim, Germany. North American Supplier: Roctest.

Keuffel & Esser Co., 20 Whippany Rd., Morristown, N.J., 07960, USA

Laboratorio Nacional De Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, Lisboa 5, Portugal
Liberty Mutual Insurance Co., 175 Berkeley St., Boston, Massachusetts, 02117 or 216 Pine St., San Francisco, California, 94104, USA
Arthur D. Little, Inc., Acron Park, Cambridge, Mass., 02140, USA

Magnaflux Corp., 7300 W. Lawrence Ave., Chicago, Ill., 60656, USA
H. Maihak, A.G., 2000 Hamburg, 39 Semper St., Hamburg, West Germany, U.S. Supplier: Ampower Corp.
Martin-Decker Co., 1928 S. Grand Ave., Santa Ana, California, 92705, USA
W.H. Mayes & Son Ltd., Vansittart Estate, Arthur Rd., Windsor, Berkshire, England
Louis Menard Techniques, France. U.S. Supplier: Terrametrics, Inc.
Micro-Measurements a Division of Vishaly Intertechnology, Inc., P. O. Box 306, Romulus, Mich. 48174, USA

Walter Nold Co., 24 Birch Rd., Natick, Mass., 01760, USA
Norseman, Ltd., Uxbridge Road, Stoke Poges, Slough, Bucks SL2 4QD, England
Norwegian Geotechnical Institute, Norges Geotekniske Institutt, Postboks 40 Tasen, Oslo 8, Norway

Photoelastic, Inc., 67 Lincoln Hwy, Malvern, Pa., 19355, USA
Plasticrafts, Inc., 2800 North Speer Blvd., Denver, Colorado, 80211, USA
Precision Measurement Co., P.O. Box 220, Ann Arbor, Michigan, 48107, USA
Proceq, S.A., P.O. Box 163, CH-8034 Zurich 8, Switzerland, U.S. Supplier: Soil and Rock Instrumentation, Inc.

Rank Precision Industries, 260 N. Rt. 303, West Nyack, New York, 10994, USA
Robertson Research International Ltd., "Ty' n-y-Coed", Llanrhas, Llandudno, North Wales, England
Roctest, Ltd., 1485 Desaulneirs, Longeuil (Montreal), Quebec, Canada

(SEIL) Societe D'Etudes Industrielles en Laboratoire), rue du R. P. Christian-Gilbert, 92 Asnieres, Paris, France
Sensotec, Inc., 1400 Holley Ave., Columbus, Ohio, 43212, USA
Slope Indicator Co., 3668 Albion Place North, Seattle, Wash., 98103, USA
Peter Smith Instrumentation Ltd., Gosforth Industrial Estate, Newcastle Upon Tyne, NE3 1XF, England, North American Supplier: Roctest.
Soil and Rock Instrumentation, Inc., 30 Tower Road, Tower Office Park, Newton Upper Falls, Mass., 02164, USA
Soil Instruments Ltd., Townsend Lane, London NW9 8TR, England
Soiltest Inc., 2205 Lee St., Evanston, Illinois, 60202, USA
W. F. Sprengnether Instrument Co., Inc., 4567 Swan Avenue, St. Louis, Mo., 63110, USA
Strainstall Ltd., Harelco House, Denmark Rd., Cowes, Isle of Wight, England
Strainsert, Inc., 24 Summit Grove Ave., Bryn Mawr, Pa., 19010, USA
Stress Engineering Services Ltd., 4 Palmerston Rd., Sheffield S10 2TE, England
Structural Behaviour Engineering Labs.,Inc., P.O. Box 9727, Phoenix, Ariz., 85020, USA
Structural Instrumentation, 4611 South 134th Place, Tukwila, Wash., 98188, USA

Teledyne-Geotech, 3401 Shioh Rd., Garland, Texas, 75041, USA
Telemac International, Inc., 5450 Cote des Neiges Room 416, Montreal 249, Quebec, Canada
Terrametrics, Inc. 16027 West 5th Ave., Golden, Colorado, 80401, USA
Terra Technology Corp., 3018 Western Avenue, Seattle, Wash., 98121, USA
Terra Test, 43 Baywood Road, Rexdale, Ontario, Canada
Testlab Corporation, 216 N. Clinton Street, Chicago, Illinois, 60606, USA
Texas Measurements, Inc., 2404 Wayside Drive, Bryan, Texas, 77801, USA
Tokyo Sokki Kankyujo Co. Ltd., 8-ban, 2-go, 6-chome, Minamishi, Singawa-ku, Tokyo, Japan
Transducer, Inc., 12140 E. Rivera Road, Whittier, California, 90606, USA

Vibration Measurement Engineers, Inc., Evanston, Illinois, 60204, USA

Warner and Swasey Co., Wiedeman Division, 7 Salt Creek Lane, Hinsdale, Illinois, 60521, USA
Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers, P.O. Box 631, Vicksburg, Mississippi, 39180, USA
William Form Engineering Corp., 1501 Madison Avenue S.E., Grand Rapids, Michigan, 49507, USA
William T. Bean, Inc., 18915 Grand River Avenue, Detroit, Michigan, 48223, USA
Wykeham Farrance Engineering Ltd., Weston Rd., Slough SL1 4HW, England