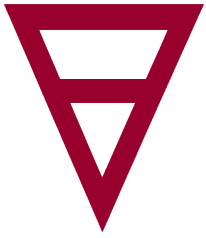




Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society

Rapport 1:2021

Introduktion i bergbyggnad för geotekniker



Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society

SGF Rapport 1:2021

Introduktion i bergbyggnad för geotekniker

Ulf Lindblom

Linköping 2021

SGF Rapport	Svenska Geotekniska Föreningen E-post: info@sgf.net
Beställning	Svenska Geotekniska Föreningen c/o Ermax Design AB Sveaborgsvägen 16 439 73 Fjärås Tfn: 0708-137773 E-post: info@sgf.net
ISSN	1103-7237
ISRN	SGF-R-21/1--SE

Förord

Denna skrift har sitt ursprung i författarens egen ”resa” från geoteknikens värld till berg- byggnadsteknikens. Världar som har mycket gemensamt men som också visar stora skillnader. Jord och bergs uppbyggnad är olika och materialens reaktioner på ingrepp i form av byggande skiljer sig åt. Men även traditioner - och till och med språkbruk - kan vara olika mellan geotekniker och bergbyggare. Kanske beror detta på att geoteknikerns ingenjörsutbildning och bakgrund är olik bergteknikerns kunskapskälla, den förras ofta inhämtad på en teknisk institution, den senares ofta baserad på en blandning av geologiska och tekniska ämnen.

Många stora infrastrukturprojekt innehåller både geotekniska och bergtekniska utmaningar och jord- och bergexperter arbetar ofta sida vid sida med att genomföra geokonstruktioner som kan vara omfattande och komplexa. Inte sällan kräver de tekniska lösningarna för dessa konstruktioner avancerat kunnande inom såväl jord- som bergmekanik och även hydrogeologi. Exempel på detta är många trafiktunnlar som dras genom jordlager och ner i berg eller stora, samhällsviktiga anläggningar som förläggs under mark. Det är viktigt att de sakkunniga som arbetar med att utreda, designa och genomföra sådana projekt kan kommunicera och förstå varandra.

Denna skrift har som huvudsyfte att informera yrkesverksamma geotekniker om hur bergbyggare tänker och arbetar. Det kan gälla att bestämma bergegenskaper, att kalkylera reaktionen på uttag av tunnlar, schakt och slänter i berg eller att bestämma nödvändiga förstärkningar. Skriften informerar även kort om de vanligaste byggmetoderna i berg och om hydrogeologiska frågeställningar. Avsikten är naturligtvis inte att göra geoteknikern till en expert på berg, snarare att göra det möjligt för honom eller henne att ställa frågor och diskutera bergproblem med projektkollegor.

Skriften har inga ambitioner att vara en vetenskaplig referens. Den skall ändå förhoppningsvis ge en lättläst men korrekt resumé av området bergteknik inklusive hydrogeologi. Den bygger i alltväsentligt på de tidigare publicerade böckerna ”Bergbyggnad” av undertecknad och ”Hydrogeologi för bergbyggare” av Gunnar Gustafson. Specifik data inom bergbyggnadsområdet har hämtats från Trafikverkets rapport 2019:062 ”Projektering av bergkonstruktioner”. Vill läsaren gå vidare finns förslag till läsning sist i skriften.

Pia Hansson och Sven Liedberg har bidragit med med texter till avsnitt 1 om geologi. Avsnittet 8 om hydrogeologi är baserad på en mer fullödlig och vetenskaplig text författad av Åsa Fransson och Christian Butron. Figuren har tagits fram av Love Lindberg. Ragna Hellberg har lyft manuset till dess slutliga, eleganta nivå genom professionellt designarbete.

Arbetet med skriften har följts och granskats av en referensgrupp bestående av Pia Hansson, Fanny Hartvig, Lars-Olof Dahlström, Sven Liedberg och Lars Nilsson.

Till alla som medverkat riktas ett stort och kollegialt tack, samarbetet har varit en glädje för mig.

Göteborg juni 2021
Ulf Lindblom

Innehållsförteckning

	Inledning	8
1	Hur jord och berg bildades	10
1.1	Bergartscykeln och jordartsbildningen	10
1.2	Bergarter	12
1.2.1	Sedimentära bergarter	13
1.2.2	Magmantiska bergarter	13
1.2.3	Metafora bergarter	14
1.2.4	Strukturer i berg	14
1.3	Jordar	15
1.3.1	Friktionsjordar	15
1.3.2	Leror	15
1.3.3	Organiska jordar	15
2	Bergets mekaniska egenskaper och dess brottformer	17
2.1	Intakt bergmaterial	17
2.1.1	Deformationer	17
2.1.2	Hållfasthet	18
2.1.3	Temperatureffekter	19
2.1.4	Krypning	19
2.2	Bergsprickor	19
2.2.1	Normaldeformationer	19
2.2.2	Skjuvdeformationer	20
2.2.3	Skjuvhållfasthet	20
2.3	Brottformer	21
3	Spänningar i berggrunden och invid bergkonstruktioner	22
3.1	Primärspänningar	22
3.2	Sekundärspänningar	23
3.2.1	Cirkulär tunnel eller schakt vid anisotrop primärspänning	23
3.2.2	Cirkulär tunnel eller schakt vid isotrop primärspänning	23
3.2.3	Tangentialspänningar i tunnel eller schakt av annan form	24
3.4	Spänningar under fundament	24
4	Förundersökning av berg	26
4.1	Inledande studier och analyser	26
4.2	Fältundersökningar	27
4.2.1	Kartering av berghällar och befintliga slänter och tunnlar	27
4.2.2	Geofysiska mätningar	27
4.2.3	Provborrningar	28
4.2.3.1	Kärnborrning	28
4.2.3.2	Hammarborrning	28
4.2.3.3	Jord-bergsondering	29
4.2.4	Borrhålsfilmning	29
4.2.5	Bergspänningsmätningar	29
4.2.5.1	Friborrning	29
4.2.5.2	Hydraulisk späckning	30
4.2.6	Vattenförlustmätning	30
4.3	Labratorietester	30
4.3.1	Enaxiella tryckförsök	30

4.3.2	Dragförsök.....	31
4.3.3	Indirekt dragförsök.....	31
4.3.4	Punktlasttest	31
4.3.5	Triaxiella kompressionsprov	32
4.3.6	Direkt skjuvförsök.....	32
4.3.7	Triaxiell trycktest	33
4.3.8	Tilttest på sprickor	33
4.4	Redovisning av förundersökningar.....	33
4.4.1	Geologiska strukturer.....	33
4.4.2	Blockanalys.....	34
4.4.3	Förundersökningsrapport.....	35
4.4.4	Ingenjörsgelogisk prognosrapport	35
4.4.5	Byggteknisk prognosrapport.....	35
5	Stabilitet och förstärkningar av bergkonstruktioner	37
5.1	Blockstabilitet	37
5.2	Stabilitet i tunneltak	38
5.3	Stabilitet i bergslänter	39
5.4	Bergförstärkning	39
5.4.1	Säkring av bergblock.....	39
5.4.2	Förstärkning av tunneltak.....	40
5.4.3	Tunnelförstärkning med sprutbetongbågar (gitterbågar).....	40
5.4.4	Förstärkning av tunneltak	40
5.5	Förstärkning av bergslänter i hårt berg	41
5.6	Bergförstärkningarnas verkan.....	41
5.6.1	Sprutbetong.....	41
5.6.2	Bultar	41
5.7	Förstärkningsbedömning med numeriska beräkningsmetoder	42
5.8	Förstärkningsbedömning med klassificeringssystem	42
6	Bergklassificering och bedömning av förstärkningsbehov	43
6.1	Klassificeringssystem	43
6.1.1	RQD - Rock Quality Designation.....	43
6.1.2	RMR - Rock Mass Rating.....	44
6.1.3	Q - Rock Tunnelling Quality Index	44
6.1.4	GSI - Geological Strength Index	45
6.2	Bedömning av stabilitet och förstärkningsbehov	45
6.2.1	Tunnel	45
6.2.2	Bergslänt	45
6.3	Bedömning av bergmassans mekaniska egenskaper	46
6.3.1	Deformationsmodul via RMR och Q.....	46
6.3.2	Bärighet hos fundament.....	46
6.3.3	Skjuvhållfasthet via GSI.....	47
7	Bygg- och underhållsmetoder för bergkonstruktioner	48
7.1	Sprängning	48
7.2	Tunnelborrning med TBM.....	49
7.3	Linsågning	50
7.4	Spräckning	50
7.5	Bergförstärkning	51
7.5.1	Injektering.....	51
7.5.2	Sprutbetong.....	51
7.5.3	Bultning	51
7.6	Underhåll	52
8	Hydrogeologi i bergbyggande	53
8.1	Inledning.....	53
8.2	Geologi och hydrauliska egenskaper.....	53
8.3	Tätning av geokonstruktion.....	54

8.4	Grundvattennivåer och inflöde till tunnlar och schakt.....	54
8.5	Injekteringsteori.....	54
8.6	Hydrogeologiska krav och skyddsåtgärder.....	55
8.6.1	Vattenverksamhet och miljödom.....	55
Ordlista		57
Slutord		60
Vill du veta mera		61

Inledning

Inom samhällsbyggandet spelar geotekniken en central roll. I otaliga svenska infrastrukturprojekt ställs ingenjörer inför utmaningen att utforma och bygga säkra och funktionella geokonstruktioner som skall tjäna samhällets och människornas behov. Inom geoteknikens arbetsfält ligger såväl grundläggningsmetoder för hus och vägar som teknik för skredsäkring och miljökontroll av mark. Denna verksamhet är knuten till de jordlager som överlagrar svensk berggrund.

Även om geotekniker enligt nordisk praxis ägnar sig åt jordmaterialens och jordlagrens mekaniska uppträdande är förhållandet annorlunda internationellt, där Geotechnical Engineering omfattar hela verksamhetsområdet jord, berg och grundvatten. En anpassning till denna verklighet har SGF nyligen gjort genom att inkorporera de två senare områdena i sin verksamhet. Denna skrift var ursprungligen tänkt som en introduktion i bergbyggnad för geotekniker i traditionell, nordisk mening. Förhoppningsvis är den även intressant, tillgänglig och givande för geotekniker i den bredare, internationella betydelsen.

Kunskapen om berggrunden och dess egenskaper och utnyttjande är av gammalt datum i vårt land och har egentligen sitt ursprung i gruvnäringen. I dessa miljöer utvecklades tekniken att spränga och förstärka berg och att skapa säkra utrymmen under mark. I takt med infrastrukturutbyggnaden i övrigt har det bergtekniska kunnandet tagit plats i samhällsprojekt genom medverkan av bergtekniker och ingenjörsgéologer. Där grundvattenfrågor funnits med i bilden har även hydrogéologer engagerats.

Särskilt inom större infrastrukturprojekt på eller under mark är det vanligt att geotekniker och bergtekniker/hydrogéologer arbetar sida vid sida med projekteringen eller vid utförandet. Det uppkommer då ibland situationer när brister i kunskap om det motsatta området blir till förfång för samarbetet, helt i onödan. Fanns denna kunskap skulle den göra det möjligt för en förbättrad kommunikation mellan geoexperterna i projekten.

Denna skrift har som avsikt att ge praktiskt arbetande geotekniker grundläggande kunskaper i ingenjörsgéologi, bergteknik och hydrogéologi. Avsikten är att ge bättre kunskaper om skillnader och likheter mellan tekniken att undersöka, projektera och bygga i jord och berg samt att visa på de skilda materialegenskaperna hos dessa material.

För att nå detta mål har skriften avsiktligt hållits ”populär” och förhoppningsvis lättillgänglig för en läsare som till vardags rör sig i geoteknikens värld. Visst fokus har lagts på beskrivningar och tillämpningar inom bergbyggnad som saknar motsvarighet inom geotekniken. Mer djupgående bergmekaniska teoretiseringar och härledningar har utelämnats. Den geotekniker som önskar fördjupa sig mer i bergbyggnad finner förslag till fortsatt läsning längst bak i skriften.

I första avsnittet görs en genomgång av de vanligaste bergarterna man stöter på i svensk berggrund, sedimentära, magmatiska och metamorfa. Ofta är berggrunden genomkorsad av sprickor och svaghetszoner till följd av rörelser i historisk tid. Det beskrivs också hur friktionsjordarna på våra nordliga breddgrader i huvudsak har sitt ursprung från krossningen av berget då den plastiska ismassan från inlandsisen ”vandrade” över berget och likt en gigantisk kulkvarn malde ner berget till partiklar från storleken av gigantiska block till lerfraktion.

I nästa avsnitt beskrivs bergets mekaniska egenskaper och de olika typer av brott som uppträder när berg belastas. Här görs skillnad mellan en intakt bergkärna och en större bergmassa där sprickorna spelar stor roll. Bergsprickors egenskaper är centrala för förståelsen av bergtekniska problem och en redovisning av sådana egenskaper ges i skriften. Skillnaderna mot geotekniken är här tydliga.

I motsats till vad som är praxis inom geotekniken, tar man hänsyn till tre uppsättningar spänningar i berggrunden när man designar en bergkonstruktion. Den rådande bergspänningen påverkar spänningen runt hålrum som schakt, tunnlar och berggrum och därmed eventuellt förstärkningsbehovet. Finns det inre tryck i tunneln påverkar även detta hur man måste förstärka. Sprängskador är en

annan faktor. Detta beskrivs i det tredje avsnittet.

I avsnittet om förundersökningar, när man kartlägger ett bergparti innan byggnation, visas att det är vanligt att man inleder med kartstudier, följda av ett platsbesök för kartering av bergarter och spricksystem. Inledande fältmätningar brukar bestå av geofysiska metoder och därefter borrhningar med kärn- eller hammarborrh. Kärnborrhningen har en speciell status inom bergmekaniken då den producerar provkroppar för detaljerat studium av geologi och mekaniska egenskaper, en motsvarighet till kolvborrningen inom geotekniken. Kärnborrhålen kan även användas för bergspänningsmätning och filmning.

Laboratorietester utförs av bergmekaniska laboratorier på bergkärnor och bergsprickor. Syftet är att få fram deformations- och hållfasthetsegenskaper, men en svårighet är att man måste ta hänsyn till skalberoendet vid användning av testresultaten i den följande bergdesignen.

Redovisning av uppmätta sprickstrukturer och fält- och labtester på berg görs i en förundersökningsrapport, vilken motsvarar ”markteknisk undersökningsrapport” inom geotekniken. Tolkade data och dess konsekvenser för projektet beskrivs i ingenjörsgelogiska och byggt tekniska prognosrapporter vilka beskrivs i skriften.

I nästa avsnitt behandlas stabilitet och förstärkningar av bergkonstruktioner, bland annat blockstabilitet och förstärkning av tunneltak. Valvverkan är ett mycket viktigt stabiliserande fenomen för bergkonstruktioner liksom förekomsten av horisontalspänningar i berggrunden. För att säkerställa valvverkan måste kritiska block, vanligen kallade nyckelblock, bultas fast eller alternativt sprutas in. Detta gäller även bergslänter. Kombinationen bultar/sprutbetong kan även användas, men enbart sprutbetong är av hållbarhetsskäl mindre vanligt vid permanentförstärkning.

En unik möjlighet inom bergtekniken är klassificering av bergkvalitet, ibland kombinerad med bedömning av förstärkningsbehov. Motsvarande metoder saknas i stort sett inom geotekniken. I skriften beskrivs fyra klassificeringssystem, där Q är det mest utvecklade när det gäller prognos av förstärkningsbehov i tunnlar. Q-slope, en utvidgning av Q-metoden, har fått viss användning för bedömning av stabiliteten för slänter i varierande typer av bergmassor. I detta avsnitt visas också att de flesta klassificeringarna kan användas för bedömning av bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper.

I ett särskilt avsnitt informeras läsaren om byggt tekniken för berganläggningar. Normalt används sprängning, men även fullortsborrning med TBM och linsågning förekommer. De vanligaste bergförstärkningsmetoderna, bultning och sprutbetong, beskrivs. Även berginjektering redovisas kort. Underhåll av bergkonstruktioner är oftast orsakat av grundvatten som leder till urlakning av cement, igensättning av dräner samt till stålkorrosion. Den långa underhållsperioden under driftstiden är avgörande för en bergkonstruktions totalekonomi och livscykelkostnaden måste beaktas när man utformar och bygger anläggningen.

En geotekniker måste också vara informerad om hydrogeologiska frågeställningar i bergbyggandet och detta tas upp i det avslutande avsnittet. En återkoppling görs till det geologiska bildningssättet för jord och berg som förklarar de fundamentalt olika hydrauliska egenskaperna hos dessa material. Fenomen som konsolidering av jordlager är kopplade till mycket små vattenrörelser i ett jordmaterials porer, medan sprickor i bergmassor kan vara extremt konduktiva. Hydrogeologiska krav på en bergkonstruktion kan ställas utifrån denna påverkan på omgivningen och på de konsekvenser som följer av exempelvis vattenavledning. Tekniker för att kontrollera effekterna av bergbyggandet på grundvattenbalansen, såsom injektering, förklaras också.

Sist i skriften beskrivs de hydrogeologiska krav som brukar ställas på en bergkonstruktion samt de skyddsåtgärder som kan vidtas. Här rör det sig om kontroll av grundvattenytor och andra åtgärder för att uppfylla miljöbalkens och andra regelverks krav.

1. Hur jord och berg bildades

1.1 BERGARTSCYKELN OCH JORDARTS-BILDNING

Det finns både likheter och skillnader med att bygga i berg och jord. För att förstå skillnaderna i uppträdande mellan geomaterialen berg och jord är det bra att ha en bild av hur dessa material bildades under geologisk tid. En översiktlig bild visas i Figur 1.1. Det som inte framgår av bilden är att förloppet inte sker

varandra. För illustration av olika plattrörelser se Figureerna 1.2 och 1.3.

Dessa kraftfulla rörelser, som förvisso sker oändligt långsamt, utsätter hela bergmassan för enorma tryck- och temperaturförändringar. Dessa förändringar är grunden till att bergarterna uppvisar en mängd olika sammansättningar och strukturer som ger variationer i deformationsegenskaper och sprickmönster i bergmassor.

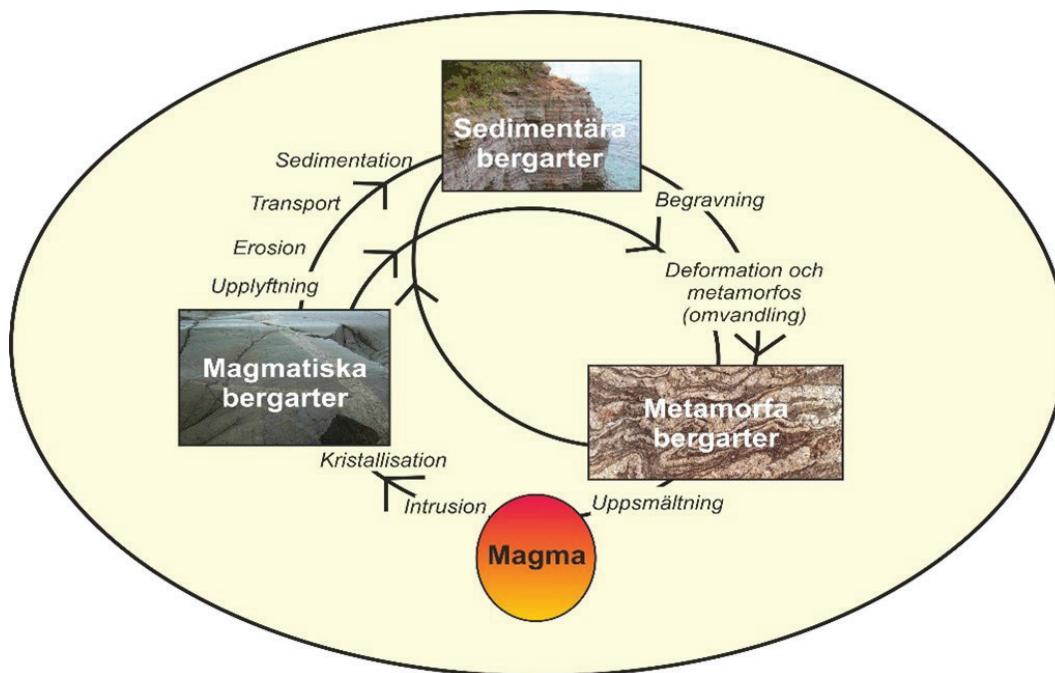


Fig. 1.1
Bergartscykeln
Bild: Å Johansson

”av sig självt” utan genom samverkan av tektoniska, erosiva och sedimenteringsprocesser. Sett ur människans perspektiv är dessa processer oerhört långsamma samtidigt som de är väldigt kraftfulla. Detta historiska förlopp har lett fram till egenskaperna hos de bergarter och jordarter som vi ser på ytan idag.

Bergarter bildas och omvandlas i samband med att jordens tektoniska plattor rör sig i förhållande till varandra. Plattorna sammanfaller i grova drag med jordens kontinenter. På vissa platser på jorden finns kolliderande plattor och på andra ställen plattor som glider ifrån varandra, divergerar. På ytterligare andra ställen glider plattorna parallellt men motriktat mot

Det finns även platser som är relativt opåverkade av plattornas rörelser, framförallt i områden som ligger centralt på plattorna och långt från de aktiva kanterna. I dessa områden återfinns vi idag jordens allra äldsta bergarter såsom i de som återfinns i den svenska berggrunden och som ofta benämns ”urberg”.

Jordmaterial skapas efter hand genom att berg vittrar. Vittring kan ske mekaniskt och kemiskt. Den mekaniska vittringen drivs av vind, nederbörd, rinnande vatten och frostsprängning. Den kemiska vittringen sker genom att mineralkornen i berget, som är kemiskt instabila, via bergytan utsätts för olika kemiska miljöer i luft och vatten.

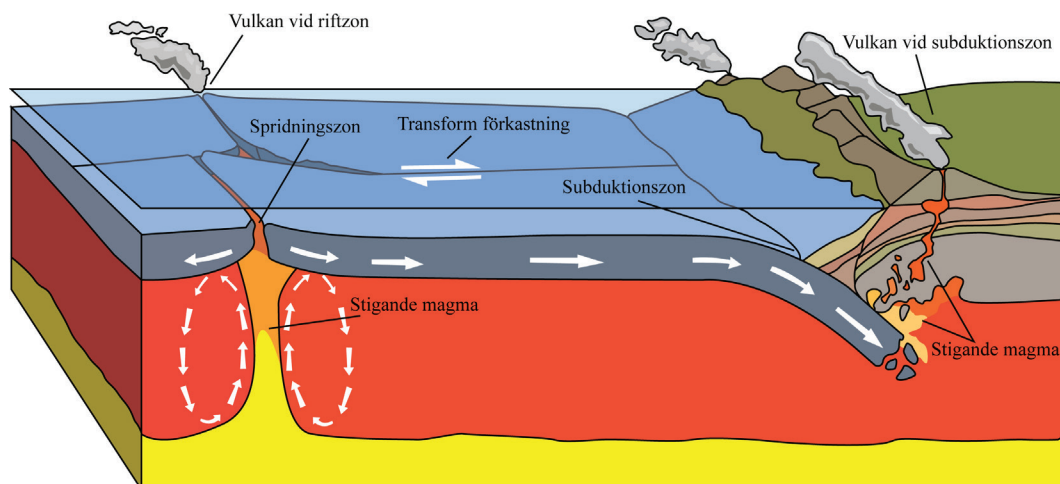
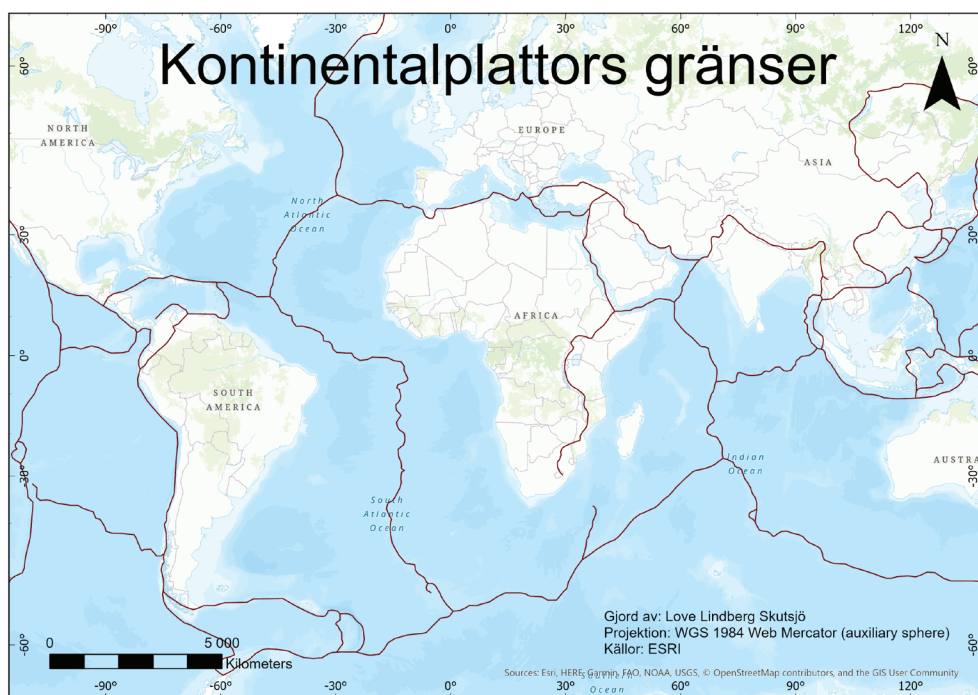


Fig. 1.2
Kontinentplattornas
bildning i jordskorpan.
Bild: L Lindberg

Oavsett om det är frågan om mekanisk eller kemisk vittring så leder påverkan till att berget bryts ner. Vid kemisk vittring är det vanligt att bergmaterialet bryts ned på plats i bergmassan (in situ). I områden med varmt och fuktigt klimat kan berggrunden vara vittrad från ytan och tiotals meter ner. Mekanisk vittring medför oftast att vittringsprodukterna har

hade sin höjdpunkt för ca tjugo tusen år sedan, är maximalt några tiotusentals år gamla. Sedimenten som överlagrar moränerna är i regel yngre än ca tiotusen år. En mer detaljerad beskrivning av jordarter finns lite längre fram i avsnittet.

Eftersom kemisk vittring sker utan att någon



**Fig. 1.3. Lägen av
dominerande tek-
toniska enheter. Bild: L
Lindberg**

förflyttats från moderberget. Detta innebär, att lossnade bergartsfragment, från blockstorlek ner till finaste lerpartiklar, transporterats och sedan avsatts på en helt annan plats, såväl på land som i vatten. Beroende på förutsättningarna i avsättningsmiljön bildas olika jordarter. Generellt blir jordarterna allt finkornigare ju längre från ursprungskällan avsättningen skett men även olika vattenhastigheter i avsättningsmiljön påverkar kornstorleken – ju lugnare vatten desto mer finkornigt material. Moränerna från senaste istiden, vars avsättning

transport är kopplad till processen kan man exempelvis se fältspaters vittringsprodukter - kaolin, illit och montmorillonit - som fyllnader i bergssprickor. De två sistnämnda lermineralen kallas "sväll-leror". Dessa kan ge stora krafter mot sidoberget och kan leda till bergstabilitetsproblem. Leromvandling av från början hårda bergmineral leder till kraftig hållfasthetsnedsättning och måste därför alltid tas med i bedömning av bergkvalitet vid bergarbeten.

På svenska breddgrader har inlandsisen haft stor inverkan på jordartbildningen. Där inlandsisen har dragit fram har jord avsatts genom att berg krossats och kompakterats.

Jordarterna utanför Sveriges gränser kan ha ett betydligt äldre ursprung. Som helhet är dock tidsskalan för avsättning av jordmaterial avsevärt kortare än den för bergmaterial. Analys av berggrunden och dess strukturer i form av sprickor och svaghetszoner samt bedömning av bergarternas omvandlingsgrad ligger till grund för förståelsen av de tekniska utmaningar som kan förväntas under byggnads- och driftstiden för berganläggningar. De personer som skall klassificera berggrunden och projektera tunnlar och bergslanter och de som ska som skall bedöma hur berget skall tas ut inklusive förstärkningsåtgärder och injekteringsbehov, har stor nytta av att kunna ”läsa” hur berggrunden är uppbyggd med ledning av den geologiska bildningshistorien på samma sätt som en geotekniker behöver förstå hur jorden som skall bebyggas har avsatts på platsen. Moräner uppvisar exempelvis helt andra egenskaper än skiktade, fluvialt avsatta friktionsjordar och lerors karaktäristika beror mycket på i vilken vattenmiljö de en gång sedimenterade, samt hur havs- och sjöbottnar blivit land genom landhöjningen sedan senaste inlandsisen smälte bort.

Fig. 1.4 är en svensk bergartskarta och Fig. 1.5 visar hur berg- och jordlagren vanligen har formats i den geologiska miljön i Sverige

I det följande beskrivs det geologiska bildningssättet för några av de vanligaste svenska berg- och jordarterna som bergmekaniker och geotekniker kommer i kontakt med.

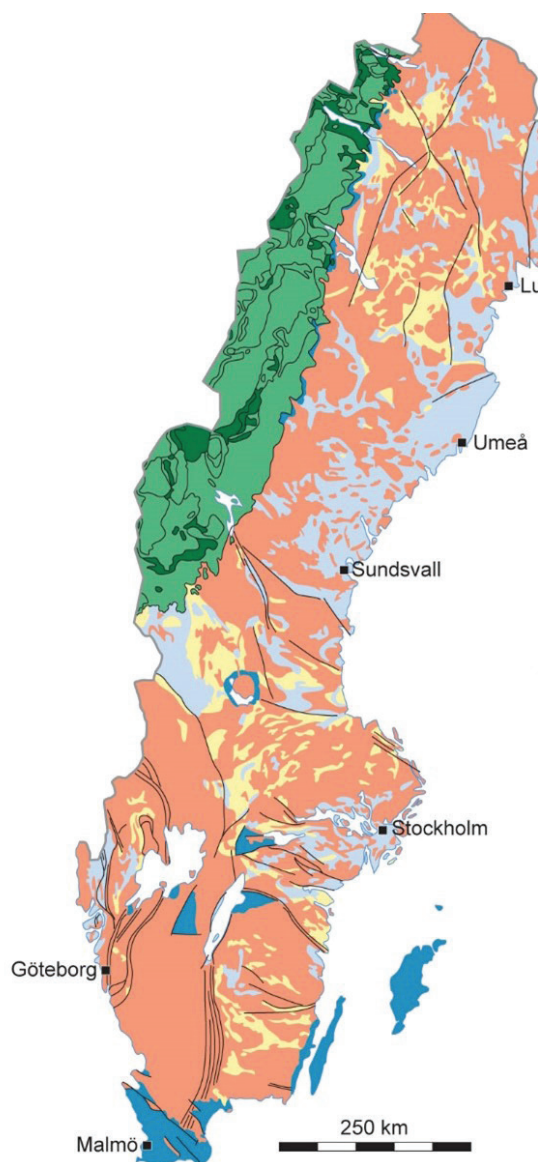


Fig.1.4 Bergartskarta över Sverige enligt SGU. Blå=sedimentära, rosa/gula=magmatiska, ljusblå=metamorfa, gröna=fjällkedjans (kaledoniska). Bild: SGU

1.2 BERGARTER

Bergarterna hänger samman i det storskaliga kretslopp som beskrivs av bergartscykeln, se Fig. 1.1. Av denna framgår, att olika bergarter kan övergå i varandra genom skilda geologiska processer som erosion, sedimentation, defor-

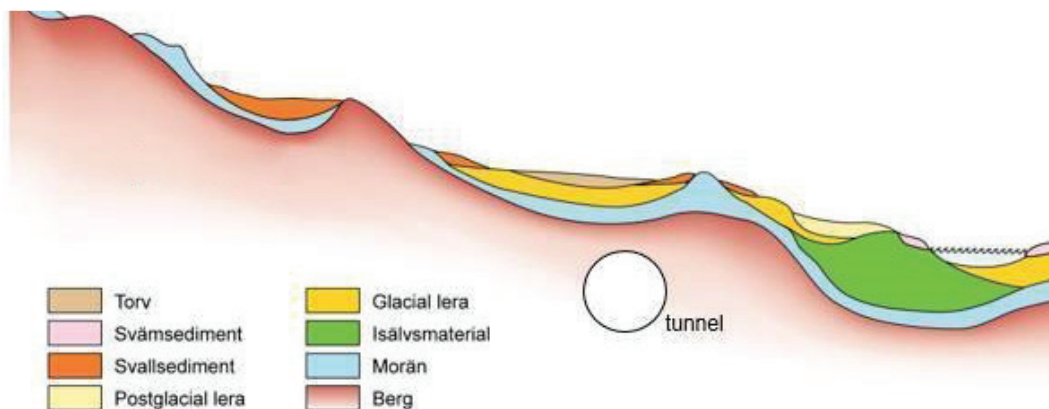


Fig 1.5 Typisk svensk lagerföljd med jordlager ovan berg. Illustration: Å. Fransson Bild: K. Holmgren och Å. Fransson

mation, metamorfos, uppsmältning och intrusion. Bergarterna indelas efter bildningssätt i tre huvudgrupper:

- Sedimentära bergarter
- Magmatiska bergarter
- Metamorfa (omvandlade) bergarter

Gränserna mellan de olika bergartsgrupperna, eller mellan olika enskilda bergarter är inte knivskarpa.

1.2.1 Sedimentära bergarter

Sedimentära bergarter består av ursprungligen lösa sediment, t.ex. sand, lera, kalkslam och skalrester men även av grövre partiklar. Bildningssättet är i princip samma som för jordarterna men de sedimentära bergarterna är äldre än våra jordarter och har under lång tid avsatts, begravts, kittats samman och hårdnat till en bergart. De sedimentära bergarterna har ofta en skiktad eller lagrad struktur, precis som jordarter, och de kan ibland innehålla fossil.

Olika bildningsmiljöer skapar olika förutsättningar för sedimentationsprocessen och strukturer som vi ser i dagens sedimentära bergarter kan ge en uppfattning om vilken miljö sedimenten avsattes i. Till exempel så ger de olika sedimentära bergartssekvenserna i Sverige avsättningsmiljöer och till viss del även flora och fauna under ett antal hundratals miljoner år. Exempelvis tyder de välbevarade torksprickorna och böljeslagsmärkena, liknande de som uppstår efter vågor på en sandstrand, i den cirka 1500 miljoner år gamla Dalasandstenen i västra Dalarna på att denna avsatts i mycket grunt vatten längs en havs-, sjö- eller flodstrand.

I Sverige förekommer lerskiffrar, som är uppbyggda av ler- och siltpartiklar, i sydvästra Skåne och i Västergötland. Lerskiffrar har så kallat anisotropa egenskaper som gör att de beter sig hållfasthetsmässigt olika längs olika tvärsnitt. Detta kan ge upphov till problem vid såväl tunneldrivning som bergschaktning när geokonstruktioner skall byggas. I Skåne återfinns man även sandstenar, vilka består av sandkorn som cementerats samman. Sandstenar domineras av kvarts- och/eller fältspatkorn, beroende på ursprungsbergart. Sanden i sandstenar har, precis som nutida sandavlagringar, avsatts i kustnära havsmiljöer eller floddeltan. Sand kan även avsättas med vind i ökenmiljöer. I Sverige återfinns sandsten av mycket olika karaktär. Dels finns det relativt mjuk och

dåligt hopkittad och ofta mer fältspatrik sandsten som i princip går att gräva ut, dels förekommer en betydligt hårdare variant kallad kvartsit som består nästan uteslutande av kvarts och som är välcementerad. Den mjuka varianten kan oftast inte betraktas som berg vid byggnation utan måste behandlas som en kompakt sand. Den senare har högre hållfasthet än de flesta andra bergarter och sliter hårt på borrarutrustningar.

Kalksten bildas genom avsättning av kalkslam och skal från olika havsdjur, och är därför ofta mycket rik på fossil. Kalksten återfinns på olika ställen i Sverige, såsom i Skåne, Västergötland, Östergötland, Dalarna, i fjällkedjan samt på Öland och Gotland. En kalksten som utsatts för ökat tryck och temperatur i jordskorpan omvandlas genom metamorfos till marmor. I Kolmården, utanför Norrköping, finns en känd marmor, sk Kolmårdenmarmor.

Exemplet med sandsten visar att det är viktigt att förstå att bergarter som går under samma namn kan uppvisa helt olika egenskaper, beroende på hur och var de har bildats. Avhängigt framförallt av hur väl mineralkornen är cementerade, uppvisar sedimentbergarterna starkt varierande hållfasthetsegenskaper. För bergbyggnadsändamål kan hårda varianter av sandsten och kalksten vara utmärkta. Dåligt konsoliderade varianter kan däremot ge stora förstärkningsproblem.

1.2.2 Magmatiska bergarter

Magmatiska bergarter utgörs av bergarter som stelnat ur en magma. De delas in i djupbergarter (intrusiva bergarter), gångbergarter och ytbergarter (extrusiva bergarter). Djupberg-



arterna har stelnat på stort djup i magman och kristallkornen har haft lång tid på sig att växa till, vilket medfört att dessa bergarter är medel- till grovkorniga. Man kan se kristalluppbyggnaden med blotta ögat. Vår svenska berggrund består till stor del av magmatiska

Fig. 1.6. Bergskärning i granit. Foto: G. Källman.

djupbergarter, vanligtvis granitiska men även av gabbro och varianter däremellan. Man kan ofta se att mineralkornen är utdragna och att berggrunden har ett ”bandat” eller ”slirigt” utseende. Det beror på att bergarterna omvandlats efter att de har bildats, vilket beskrivs under avsnitt 1.2.3 nedan. En bergslänt i granit visas i Fig. 1.6. där den typiska kubiska sprickigheten framgår.

Gångbergarter har uppstått när magma har trängt in i och stelnat i spricköppningar i det omgivande berget. Så bildades exempelvis pegmatit, aplit och diabas. Gångbergarter förekommer i stort sett i alla bergmassor, så väl i sedimentära som i magmatiska och metamorfa. De magmatiska ytbergarterna bildas på eller nära ytan genom eruptiva processer som vulkanutbrott. Typiska ytbergarter är ryolit och basalt. Ytbergarter har avkylts snabbt och mineralkornen har därmed inte hunnit växa sig stora. De är således mycket finkorniga och ofta är det svårt att urskilja de individuella mineralkornen. I Sverige finns det en hel del magmatiska ytbergarter i bland annat Skåne, Småland och Västergötland.

Beroende på den kemiska sammansättningen av ursprungsmagman bildas olika bergarter. Sur (kiselrik), miljö ger graniter, ryoliter och pegmatiter medan basisk, kiselfattig miljö ger mörkare bergarter som gabbro, diabas och basalt. Bergarter med sammansättning däremellan kallas intermediära, som syenit och diorit. Magmor bildas av alla typer av smält berg och således kan hela skalan av kemisk sammansättning förekomma i en stelnad magma som bildar en bergart.

Magmatiska bergarter är generellt bra ur bergbyggnadssynpunkt men de olika kemiska variationerna, sprickfrekvensen, närvaron av deformationszoner och gångbergarter samvittringsprocesserna medför att bergbyggnadsprojekt även i dessa bergmassor måste inledas med noggranna förundersökningar.

1.2.3 Metamorfa bergarter

Som framgår av bergartscykeln i Fig 1.1 kan såväl sedimentära och magmatiska som tidigare omvandlade bergarter omvandlas vid tryck- och temperaturförändringar i jordskorpan. De omvandlas då kemiskt och strukturellt till en ny, metamorf, bergart. Beroende på hur högt trycket eller temperaturen är och hur länge detta stadium pågår bildas olika typer av metamorfa bergarter. Olika ursprungsbergarter ger upphov till olika metamorfa bergarter. Vid bergbyggnation är det därför viktigt att inte



Fig 1.7 Sågad bergsskärning i gnejs.
Foto: U Lindblom

generalisera när man har att göra med en metamorf bergart utan att man först undersöker vilken typ av bergart det rör sig om.

Man kan med blotta ögat konstatera att de flesta metamorfa bergarter har en parallellstruktur. Detta leder till att bergarterna mer eller mindre lätt kan klyvas längs de parallella planerna. Finkorniga massor med tätt liggande strukturplan kallas skiffriga; lite grövre massor kallas gnejsiga. Gnejserna kan också vara bandade, vilket innebär att skikt med olika sammansättning och färg alternerar. Fig 1.7 visar gnejsens struktur i en sågad yta.

I Sverige brukar metamorfa bergarter som bildats ur djupbergarter, såsom gnejsgraniter, räknas tillhöra urberget.

1.2.4 Strukturer i berg

Eftersom berggrunden utsatts för våldsamma krafter med stora tryck- och temperaturförändringar, är bergarter och bergpolymer innehållande olika bergarter ofta genomkorsade av sprickor och svaghetszoner till följd av rörelser. Berggrunden kan också ha tvingats rotera, så att det som en gång var en horisontell yta idag är en lutande, vertikal eller till och med överstjälpt yta. Vid bergartsgränser kan det också ha uppstått olika fenomen som kan påverka berggrundens egenskaper.

Allt detta sammantaget, tillsammans med att bergartsbildningen är komplex och variationsrik, gör att bergbyggandet ofta medför utmaningar som på förhand kan vara svåra att föreställa sig.

1.3 JORDAR

1.3.1 Friktionsjordar

Friktionsjordarna på våra nordliga breddgrader har i huvudsak sitt ursprung från krossningen av berget då den plastiska ismassan från inlandsisen "vandrade" över berget och likt en gigantisk kulkvarn malde ner berget till partiklar från gigantiska block till ler. Produkten som isen skapade kallas morän; en osorterad, ej vattentransporterad, jordmassa. Moränen kan domineras av grövre partiklar (sand, grus, sten och block) och kan då anses vara en friktionsjord. På sina håll utgjordes dock bergmassan under inlandsisen av sedimentärt berg. I dessa områden bildades ofta betydligt fin-kornigare moräner som uppvisar ett beteende som är mer likt en kohesionsjord. Detta gäller exempelvis lermoräner. Siltmoräner kan ha egenskaper som både liknar friktionsjord och kohesionsjord, varför dessa ofta är svårhanterliga för geotekniker.

I samband med att isen smälte av och då stora delar av landmassan var nedtryckt under havsytan forsade smältvattnet fram i gigantiska istunnlar i underkanten av isen ovan berget. Vattnet forsade fram med enorm kraft och drog med sig allt krossat berg. I takt med att vattenhastigheten avtog på sin vandring mot havet eller någon issjö minskade vattenhastigheten successivt varefter först de största partiklarna, blocken, stannade, varefter i tur och ordning sten, grus, sand, silt och ler sedimenterade till botten. Allt detta skedde i takt med att inlandsisen smälte av varför det i dessa kanaliseringar av smältvatten avsattes väl sorterade strukturer kallade isälvs-sediment. Ofta har dessa en tydligt sorterad struktur som i rullstensåsar. Dessa åsar har genom årtusendena och som en konsekvens av landhöjningen ofta hamnat ovanför havsytan. Kärnan i en klassisk rullstensås består ofta av grövre fraktioner med minskande partikelstorlek i radiell riktning mot markytan där den ofta är täckt av ett lager ler. Många av Sveriges stora älvar var en gång i tiden smältvattenälvar, varför man i dess utsträckningar och närhet ofta finner karakteristiska isälvsavlagringar i formationer av rullstensåsar. Rullstensåsarna är en viktig naturresurs som man skall värna om. Många av våra kommuner tar sitt dricksvatten från dessa geologiska formationer.

I det kustnära landskapet där isälvarna mynnade ut i havet har det ofta bildats deltan av transporterat jordmaterial. Dessa deltan kan också innehålla rullstensåslignande formatio-

ner. Avsättningarna i deltaområdena domineras ofta av lera, silt och sand. Fig. 1.5 illustrerar i princip förekomsten av jordarter i den



geologiska miljön, Fig.1.8 visar avsättningen av morän under is, dock med förståelsen att istäcket varit mycket större vid avsättningen i geologisk tid.

Friktionsjord i fraktionen finsand förekommer även som lufttransporterade ensgraderade sediment i form av sanddynor, så kallade eoliska sediment.

1.3.2 Leror

De finaste partiklarna i "krossprodukten" morän som är mindre än 2 tusendels millimeter kallas ler. Dessa partiklar har avsatts i sjöar och i havet när vattenhastigheten avtagit så mycket att dessa partiklar kunde sedimentera genom att sjunka till botten. Periodvis ökade vattenhastigheten varför endast grövre partiklar av silt och sand kunde sedimentera. De får en därför typisk varvighet i vissa avlagringar. I princip utgjordes ett varv i avsättningen ett vinter- eller sommarhalvår varför man kan likna dessa avlagringar med årsringarna i ett träd. De ljusare lagren består i regel av silt och sand och de mörkare av lera.

I havsområden bildades ofta mer homogena lersediment från någon meters mäktighet till över hundra meter, såsom i Göteborgstrakten.

Lersedimentens sedimentationsmiljö påverkar lerlagrets inre lagerstruktur samt vilka egenskaper dessa lager har. Saltvattenavsatta lerors hållfasthet styrs av intermolekylära kemiska bindningskrafter som skapas av saltjonerna. När saltet lakas ur förändras lerans egenskaper genom att de blir "lätträtliga" och kan vid mekanisk och/eller dynamisk påverkan tappa sin struktur och få flytande egenskaper. Lerans kallas då sensitiv och riktigt högsensitiva leror klassas som "kvickleror". Leror som lakas ur på sitt salt hittas ofta i områden med varierande topografi där leravlagringarna förekommer i dalgångar mellan omgivande högre belägna partier med berg i dagen. Här finner

Fig 1.8 Visar bildad morän under istäcke
Foto: L. Nordström

man också ofta artesiska grundvattentryck i grövre jordlager under lerlagren. Detta artesiska grundvatten är ofta drivkraften genom den hydrauliska gradient som råder i det genom lerlagret uppåtriktade grundvattenflödet. Sötvattnet i grundvatten urlakar där sakta den marint avsatta leran på sitt salt.

1.3.3 Organiska jordar

Organiska jordar har ofta bildats i skvalpzoner på grunda bottnar där mineraljordar blandats med organiska växt- och djurdelar. I takt med att landet höjde sig ur havet kom dessa skvalpzoner ”upp på land” där man ofta hittar gyttja. I takt med landhöjningen och i takt med att grundare sjöar växte igen bildades myrar där växter av olika slag i kärr och myrar ofta bildade mäktiga avlagringar som sakta brutits ner i en syrefri miljö under vattenytan, så kallad humifiering. En torvjord som är kraftigt nedbruten där knappast några växtde-
lar går att se kallas höghumifierad medan en torvjord med tydliga växtdelar kallas låghumifierad

2. Bergets mekaniska egenskaper och dess brottformer

Samverkan mellan block och sprickor styr såväl deformationer som hållfasthet. För stabilitet och långtidsrörelser är också spänningsnivån av stor betydelse. Vid höga spänningar måste man ta hänsyn till tidsberoende deformationer (krypning) i bergmaterial.

Vid laborietester på bergprover kommer ett antal provparametrar ha betydelse för den uppmätta hållfastheten. De viktigaste av dessa är provstorleken, belastningshastigheten, vattenhalten och anisotropin hos provet. Den senare egenskapen styrs av svaghetsplanen och av belastningsriktningen i förhållande till dessa plan.

Sprickorna i en bergmassa får allt större betydelse ju större volym berg som ska analyseras – bergets deformerbarhet ökar och dess hållfasthet sjunker ju större volymen är. Denna skaleffekt gäller inom all bergmekanik. Skaleffekten påverkar den information om mekaniska egenskaper som hämtas från kärnor av intakt berg och styr egenskaperna hos större bergmassor. Tester på bergkärnor övervärderar alltså mer eller mindre bergmassans kvalitet och måste korrigeras med hänsyn till bergmassans sprickmönster och sprickornas mekaniska egenskaper. Fig. 2.1 illustrerar skaleffekten i berg.

2.1 INTAKT BERGMATERIAL

2.1.1 Deformationer

Ett litet kubiskt element av ett elastiskt bergmaterial har en konstant relation mellan töjning och spänning, Fig. 2.2. En bestämd spänningsökning i elementet ger alltid lika stor töjning. Om materialet i kuben inte töjs i sidled (inte tvärkontrakterar), blir kompressionen i belastningsriktningen (x-led) orsakad av en spänningsökning i samma riktning:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \sigma_x$$

där E är materialets elasticitetsmodul (Young's modul).

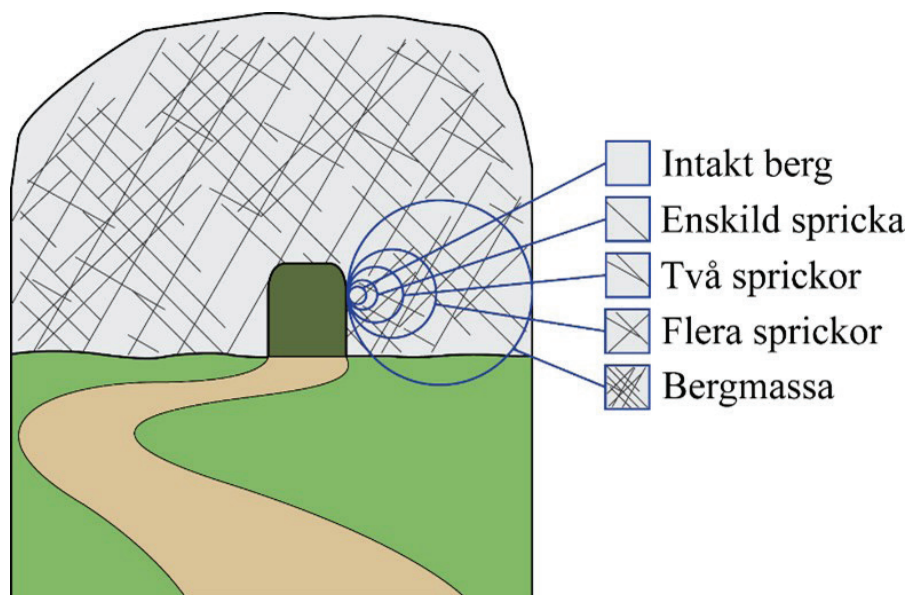
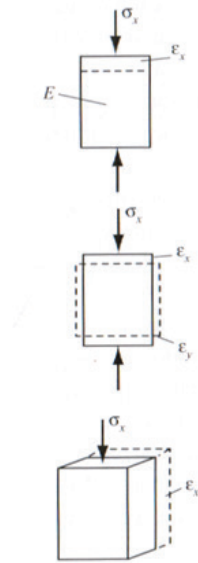


Fig 2.1 Skalan och det involverade antalet sprickor styr bergegenskaperna



Töjs provet i sidled (i y- och z-riktningarna) vid belastning i x-riktningen, minskar kompressionen i x-led:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \sigma_x - \nu(\varepsilon_y - \varepsilon_z)$$

där ν är bergmaterialets tvärkontraktionstal (Poisson's tal).

I samband med skjuvspänningar τ formförändras elementet. Då uppstår en vinkeländring γ i elementets kanter av storleken:

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy}$$

där G definierar materialets *skjuvmodul*.

I formlerna ovan antas att samma värden på E , ν och G gäller i alla riktningar, d.v.s. materialet är *isotropt*.

Vid exempelvis förskiffrade bergarter är modulerna inte lika i alla riktningar, materialet kallas då *anisotropt*. E-modulen är exempelvis

störst parallellt med och vinkelrätt emot förskiffringen och minst i 45° riktning däremot. Vid noggranna bergmekaniska analyser måste man ta hänsyn till detta.

2.1.2 Hållfasthet

Hållfastheten hos bergarter avspeglar deras bildningshistoria med faktorer som materialets kornstruktur, egenskapen hos fogarna mellan mineralkornen, mikrosprickigheten och porsystemet.

De flesta magmatiska bergarter, såsom de granitiska i den svenska berggrunden, är hårda och uppträder *sprött* vid belastning till brott, vilket innebär att hållfastheten försvinner när man nått brottlasten. Dessa bergarter kallas ofta "kristallina". Mjukare bergarter som många kalkstenar och sandstenar har ett mer plastiskt beteende, men här förekommer även hårda och spröda varianter som marmor och kvartsit.

Brottsprocessen i intakt bergmaterial styrs i princip av det tredimensionella spänningsfältet. Ju högre inspänningen från sidoberget är, desto mer kontrollerat är brottet och ju mindre av hållfastheten går förlorad. Hållfasthet som återstår efter det att brottspänningen passerats brukar benämnas *residualhållfasthet*.

Beroende på sidospänningen förekommer fyra brottmekanismer i ett belastat intakt bergprov: dragbrott, spjälkbrott, skjuvbrott och stukningsbrott. Gemensamt för brotten är att mikrosprickor bildas initialt och samverkar till en brottyta vid fortsatt belastning.

I Fig 2.3 representeras brottformerna av räta linjer som tangerar Mohr's spänningscirklar. Men de flesta laborietester visar att brottgränskurvan egentligen är krökt, med en minskande lutning vid ökande normalspänning. Anledningen är att en kombination av de nämnda brottformerna påverkar kurvan.

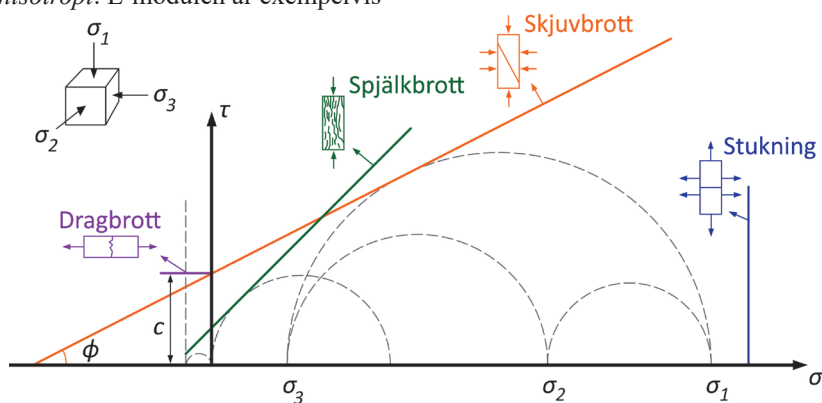


Fig. 2.3 Brottformer vid treaxlig belastning av intakt berg

2.1.3 Temperatureffekter

Bergmaterial, liksom de flesta andra medier, ökar sin volym vid uppvärmning. Den relativa ökningen i varje koordinatriktning, uttryckt som töjning per grads temperaturhöjning, är ungefär konstant för ett material och kallas *linjär temperaturutvidgningskoefficient* α . Tillskottstöjningen i x-led av en temperaturhöjning ΔT blir:

$$\epsilon_{xT} = \alpha \Delta T$$

Lika stora temperaturtöjningar inträffar i y- och z-led om α -värdet är detsamma i alla riktningar i materialet. Dessa termer skall läggas till töjningen i avsnitt 2.1.1 om den belastade bergkuben även utsätts för temperaturändring.

2.1.4 Krypning

Belastningstiden är en faktor som kan påverka de mekaniska egenskaperna. Man har upptäckt, att när axialspänningen i enaxiella eller triaxiella tryckförsök ligger relativt nära hållfastheten, uppstår irreversibla förändringar i bergarten, trots att spänningen är konstant. Efter avlastning av provet kvarstår en liten deformation ϵ_k som orsakats av plastisk deformation (krypning) i mineralskelettet. I Figur 2.4 visas krypkurvor för enaxiellt belastade bergmaterial vid varierande axialspänning. Krypningen kan indelas i en primär och en sekundär del och, i de fall man har spänningar i närheten av brott, en tertiär del som efter viss tid alltid leder till brott i materialet. Tidsåtgången för den tertiära delen av krypkurvan beror på hur nära brott man ligger. Vid 100% av brottlasten sker brottet definitions-mässigt omedelbart.

2.2 BERGSPRICKOR

2.2.1 Normaldeformationer

Provkroppar med en genomgående spricka tryckbelastas och sammantryckningen av sprickan mäts som funktion av normalspänningen. Om normalspänningen är negativ och mindre än sprickans draghållfasthet kommer sprickytorna att separera.

Vid linjärt elastiska förhållanden kan normaldeformationen i själva bergmaterialet Δs_n uttryckas som:

$$\Delta s_n = \frac{\Delta \sigma_n}{k_n}$$

där $\Delta \sigma_n$ är normalspänningsökningen och k_n är lutningen på den vänstra (gröna) kurvan i Fig. 2.5, bergartens så kallade fjäderstyvhet. Detta samband är relevant för en spricka med mycket släta ytor. I naturliga, råa sprickor leder däremot kontaktpunkternas stukning till att normaldeformationskurvorna får ett utseende enligt kurvorna till höger i Fig 2.5

När det intakta bergets deformation Δs_n subtraherats från den totala deformationen Δs_t , erhålls enligt figuren ett olinjärt samband som beskriver sprickans deformation Δs_j :

$$\Delta s_j = \Delta s_t - \Delta s_n$$

Sprickytor som belastas men inte återgått till sitt ursprungsläge ger stora och irreversibla normaldeformationer. Sambandet mellan normalspänningsökningen och deformationen kan i dessa fall beskrivas som en hyperbel med två materialkonstanter:

$$\Delta \sigma_n = \frac{\Delta s_j}{a - b \Delta s_j}$$

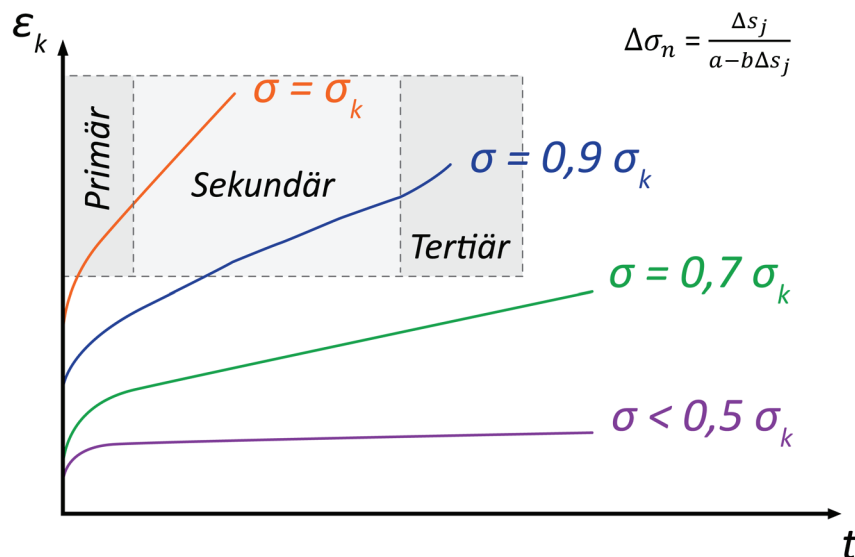


Fig. 2.4. Krypkurvor i relation till brottlasten för enaxiellt belastat bergmaterial

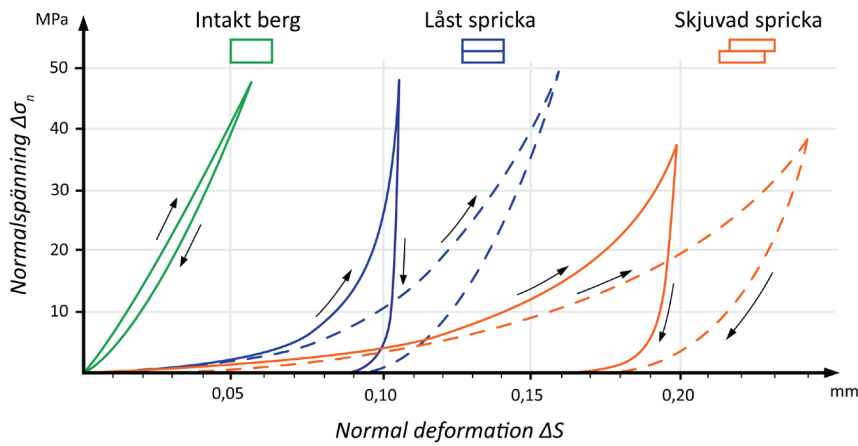


Fig 2.5. Spännings/deformationssamband för bergsprickor. De streckade kurvorna visar effekten av stukning av kontaktpunkter i sprickplanet.

$\tau_{\max}$, sprickans skjuvhållfasthet.

2.2.2. Skjuvdeformationer

Vid skjuvtester registreras skjuvspänning och förskjutning vid konstant normalspänning. Typiska resultat visas i Fig. 2.6. Skjuvstyvhetsen k_s definierar lutningen på sambandet, den röda kurvan till vänster.

Experimentella studier har dock visat att skjuvstyvhetsen för naturliga sprickor inte är konstant, utan varierar med normalspänningen.

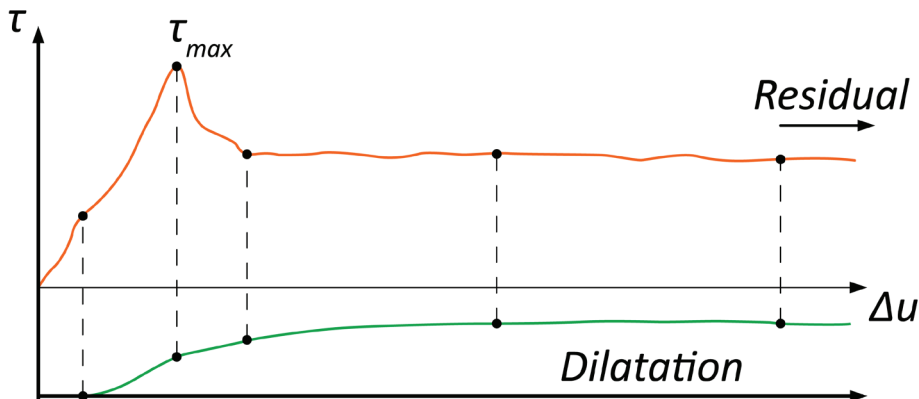


Fig. 2.6 Bergsprickors skjuvdeformationsegenskaper.

Är en sprickas deformation linjär i skjuvriktningen kan sambandet skrivas

$$\Delta\tau = k_s u$$

där $\Delta\tau$ är skjuvspänningsökningen, k_s är sprickans skjuvstyvhetsen och Δu är förskjutningen. Detta deformationssamband är ungefärligen giltigt för en spricka med mycket släta ytor som har en försumbar dilatans under skjuvrörelsen. Rörelsen brukar då vara reversibel i skjuvspänningsintervallet upp till

2.2.3 Skjuvhållfasthet

Ett bergblock med en plan och ihoplimmad (cementerad) bergspricka belastas med en spänning σ_n vinkelrätt mot sprickan. Skjuvspänningen som funktion av normalspänningen registreras upp till maximalvärdet på skjuvhållfastheten ("peakvärdet") liksom residualhållfastheten enligt Fig. 2.7.

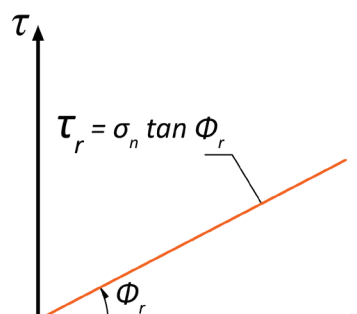
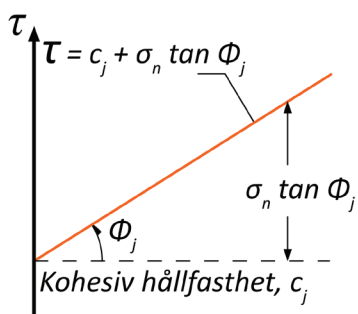


Fig. 2.7 Skjuvhållfasthet i en bergspricka, till vänster maximal (vid brott), till höger residual (efter brott).

Peakvärdena som funktion av normalspänningen bildar en rät linje, den så kallade brottröslinjen:

$$\tau_{max} = c_j + \sigma_n \tan \phi_j$$

där c_j och ϕ_j är sprickans kohesion respektive friktionsvinkel.

Residualhållfastheten som funktion av normalspänningen erhålls också som en rät linje enligt högerfiguren.

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$$

användas för att undvika kollaps.

2.3 BROTTFORMER

Brott i berg betyder ett hållfasthetsöverskridande. Brottmekanismen är den fysiska process som sker när belastningen ökar och så småningom leder till brott. Denna process utgör grunden för dimensioneringen av ett bärande huvudsystem i en bergkonstruktion. I brottmekanismen ingår såväl hållfastheten i det intakta berget som i den stora bergmassan med inlagrade svaghetsplan.

De former av brott som dominerar i hårt svenskt urberg är utfall av block och glidning av block längs sprickplan, inte brott i själva bergmaterialet som Fig. 2.3 visar utfallen kan ofta bero på minskande inspanning på blocken. I extremfall sker dock brott i överbelastat bergmaterial, såsom smällberg, knäckning av bergskivor och bärighetsbrott exempelvis under påspetsar mot berg. Det är dessa brottformer som skapar stabilitetsproblem i berganläggningar och som skapar behov av förstärkningsinsatser i tunnlar, schakt, slänter och fundament.

I en hård bergmassa med inlagrade sprickor kan det skapas block som tenderar att falla ut på grund av egentygnd och genom laster som verkar i tunnelväggen, tunneltaket eller i bergslänten. Kinematiskt instabila block kan bildas av tre sprickplan i en bergmassa, i skärningar erfordras två sprickplan och den fria ytan. I spänningsavlastade delar av en bergkonstruktion och i bergslänter är risken för att befintliga bergblock ska bli instabila särskilt stor.

Spännings- och stabilitetssituationer ger upphov till de brottformer som beskrivs i avsnitt 5, liksom till de förstärkningar som kan

3. Spänningar i berggrunden och invid bergkonstruktioner

Olikt praxis vid dimensionering inom geotekniken tar man vid bergmekanisk analys hänsyn till tre olika uppsättningar av spänningar i berggrunden. Dessa spänningssystem ger upphov till de brottmekanismer som nämndes i det föregående avsnittet.

All bergmekanisk spänningsberäkning utgår från den rådande spänningssituationen i berggrunden, primärspänningarna. Dessa benämns också som in-situspänningar. De nya spänningar som skapas i berggrunden på grund av spänningsomlagring vid berguttag brukar kallas sekundärspänningar. Det är dessa skapade spänningar som påverkar stabiliteten runt hålrummet eller i bergslänten och som bestämmer vilka förstärkningsinsatser som behövs för att säkerställa stabiliteten. Med tertiärspänningar avses spänningar av nya belastningar under driften av anläggningen, såsom av tryck och temperatur i ett bergum eller tunnel, men även av krafter av förstärkningar som satts in för att stabilisera en bergkonstruktion. Spänningsbilden i berggrunden är av avgörande betydelse för de brottmekanismer som kan uppkomma i bergkonstruktioner. Exempel är tryckbrott i tunneltak och dragbrott i höga bergumsväggar. Höga horisontella primärspänningar kan också vara en förutsättning för att bygga avancerade konstruktioner i berg utan krav på omfattande förstärkning.

3.1 PRIMÄRSPÄNNINGAR

Dessa spänningars storlek och variation med djupet mäts i borrhål. Man brukar redovisa mätresultaten som huvudspänningar, vilket avser spänningar i tre ortogonala riktningar där renodlat tryck råder och där skjuvspänningar saknas. Om terrängen inte är mycket kuperad blir en av huvudspänningarna vanligen mer eller mindre vertikal och varierar med djupet i stort sett enligt överlagringstrycket som skapas av tyngden av berg. I sådan terräng är de två andra huvudspänningarna horisontellt riktade och större än vertikalspänningen vilket som Fig. 3.1 visar inträffar normalt inträffar i de översta 500 m av jordskorpan. Det är de tektoniska krafterna, avlastningen i geologisk

tid samt bergmassans styvhet som avgör hur inspänd berggrunden är i horisontalled på olika djup. Vid stora djup klingar överskottet av horisontalspänningar av och bergets primärspänningar blir alltmer lika i alla riktningar (isotropa).

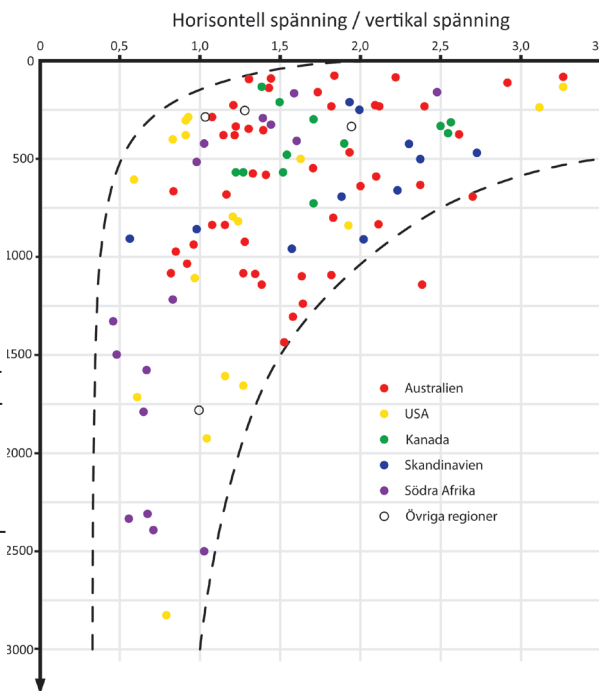


Fig. 3.1 Globala mätningar av bergspänningar
Källa: Hoek&Brown (1990)

I kuperad terräng blir huvudspänningarna inte längre orienterade vertikalt och horisontellt utan kommer att påverkas av markytans lutning. Topografins påverkan är störst nära markytan och försvinner snabbt mot djupet. I botten av branta djupdalar är ofta koncentrationen av horisontalspänningen hög och i toppen av höga bergryggar låg.

I Skandinavien har mätningar indikerat följande ungefärliga mycket generella primärspänningstillstånd i berggrunden, uttryckt i MPa:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \rho g z && \text{andra huvudspänning, vertikal (lika med överlagringstrycket)} \\ \sigma_H &= 2,8 + 0,04z && \text{största huvudspänning, horisontell ("inspänning")} \\ \sigma_h &= 2,2 + 0,024z && \text{tredje huvudspänning, horisontell}\end{aligned}$$

De faktorer som verkar ha det största infly-

tandet på de primära spänningarna i Skandinavien är bidragen av egenvikt, de tektoniska krafterna samt avlastningen genom avsmältningen av inlandsisen.

3.2 SEKUNDÄR-SPÄNNINGAR

De vanligaste fallen som behöver spänningsberäknas är hålrum i form av en tunnel eller ett schakt. Andra fall är bergslänter och fundament på berg.

Beräkningarna förutsätter vanligen att man försummar inverkan av den tredje huvudspänningen och endast beaktar de vertikala och horisontella spänningarna som verkar vinkelrätt mot bergkonstruktionen (plant spänningstillstånd). Dessa huvudspänningar kan vara olika (anisotropa) eller lika (isotropa). Några i praktiken vanliga fall beskrivs nedan.

3.2.1 Cirkulär tunnel eller schakt vid anisotrop primärspänning

Problemet motsvarar en platta med ett cirkulärt hålrum i mitten. Plattans kanter belastas med olika spänningar och de radiella och tangentiella spänningarna σ_r och σ_θ runt hålet beräknas. Lösningen är ekvationer för dessa sekundärspänningar som funktion av huvudspänningskvot och position utanför tunneln. Dessa spänningar är helt oberoende av bergets egenskaper. Med a = hålrummets radie, k = kvoten mellan primärspänningarna och r respektive θ = avståndet och vinkeln till punkten där spänningen söks, blir sekundärspänningarna.

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_z (1 + k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2} \sigma_z (1 - k) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \sigma_z \left[\left(1 + k\right) \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2} \sigma_z (1 - k) \left(\left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \right) \right]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} \sigma_z \left[-(1 - k) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \right]$$

Speciellt vid hålrumsväggen ($a = r$) gäller;

Spänningarna mitt i "taket" resp. "väggen" på

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \sigma_z [(1 + k)2 - (1 - k)4 \cos \theta]$$

hålrummet fås genom insättning av tillämpliga vinklar θ i ekvationen

$$\sigma_\theta = \sigma_z (3k - 1) \quad \text{tak}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (3 - k) \quad \text{vägg}$$

3.2.2 Cirkulär tunnel eller schakt vid isotrop primärspänning

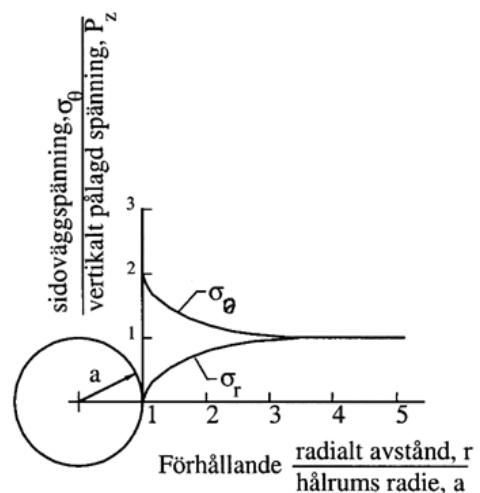
Här antas att primärspänningen i berget är lika i alla riktningar en till vänster avser en cirkulär tunnel, figuren till höger en normal tunnelprofil. Då skapas bergspänningar i radiell respektive tangentiell riktning som är: där p_i är inre trycket av exempelvis vatten,

$$\sigma_r = p_0 + (p_i - p_0) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = p_0 - (p_i - p_0) \frac{a^2}{r^2}$$

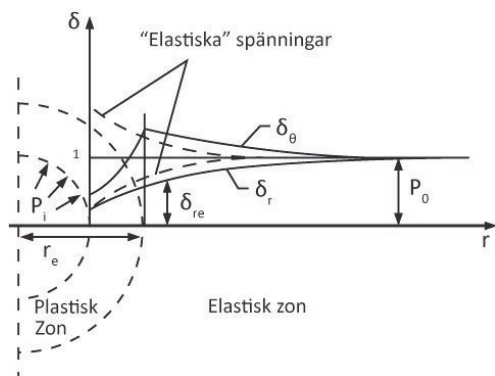
av gas eller av förstärkningskrafter i tunneln. Spänningsfördelningen visas i Fig. 3.2.

Figuren ovan förutsätter att bergmassan upp-



träder elastiskt runt hålrummet. Denna situation gäller vid TBM-borrade tunnlar, som ger obetydliga skador på kvarvarande berg. En helt annan situation inträffar vid sprängda tunnlar, där det alltid bildas en skadezon i berget närmast tunnelperiferin. Denna zon har

Fig. 3.2 Spänningsfördelning runt cirkulärt hål vid isotrop primärspänning och elastiskt berg.



begränsad förmåga att överföra spänningar, varför sekundärspänningsfördelningen i stället för de heldragna linjerna blir som de streckade i Fig. 3.3. Figuren till vänster avser en cirkulär tunnel, figuren till höger väggen i en vanlig

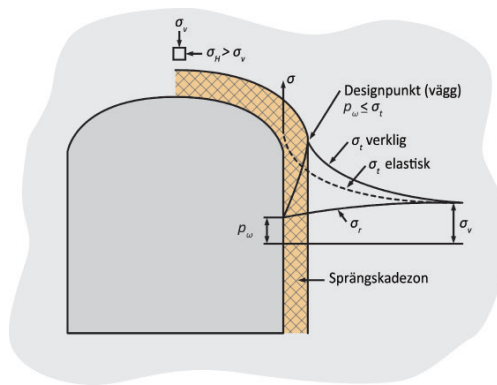


Fig. 3.3 vänster Spänningsfördelning runt cirkulärt hål med isotrop vänster primärspänningsfördelning och sprängskadat berg som bildar en plastisk zon närmast tunneln

Fig. 3.3 höger dito vid tunnel

tunnelform.

3.2.3 Tangentialspänningar i tunnel eller schakt av annan form

Ofta är man mest intresserad av de ställen i tunnelns tak eller vägg som ligger i huvudspänningarnas riktning och som får maximal respektive minimal tangentialspänning, eftersom detta är en del i bedömningen av förstärkningsbehovet. Förenklat kan man skriva dessa tangentialspänningar:

där k = Primärspänningsförhållan det

$$\sigma_{\theta}^{tak} = \sigma_z(Ak - 1)$$

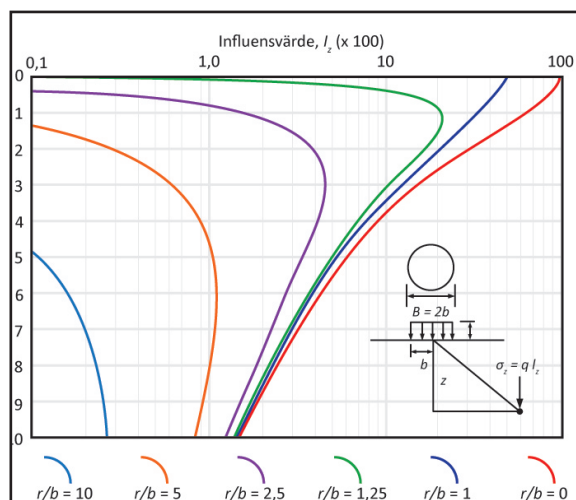
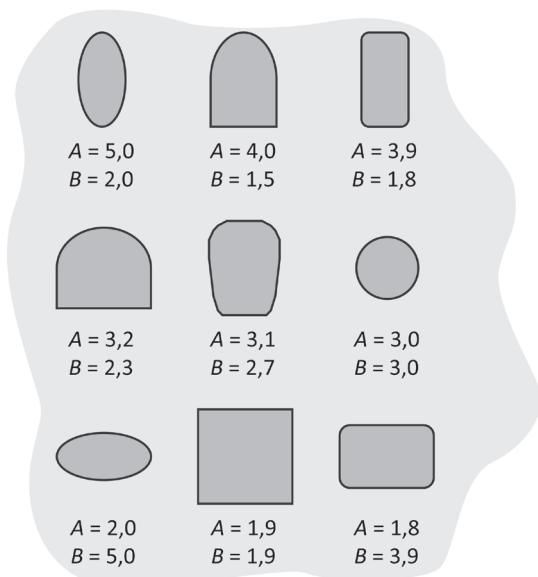
$$\sigma_{\theta}^{vägg} = \sigma_z(B - k)$$

där $A, B = \frac{\sigma_H}{\sigma_z}$ (σ_y antas inte inverka)
Koefficienter som beror av hålrummets geometriska form

I Fig. 3.4 visas värden på koefficienterna A och B för några typiska tunneltvårsnitt.

Fig. 3.4. Värden på koefficienterna A och B för några typiska tunneltvårsnitt

Tunnelformer



Ingen hänsyn till inverkan av den sprängskadade zonen har tagits i beräkningen ovan. I verkligheten kommer inte de angivna spänningarna att uppträda närmast hålrumsväggen utan ett stycke in i berget på samma sätt som Fig. 3.3 visade.

3.4 Spänningar under fundament

Spänningsberäkningen för fundament på berg följer i stort de principer som gäller inom geotekniken. En allmän observation för grundplattor på berg är att det är kompressionen av bergmassan som leder till sättningar och avgör det man brukar kalla "bärligheten" för fundamentet. Ett annat sätt är att uppskatta bergmassans hållfasthet med exempelvis Hoek&Browns brottvillkor, se avsnitt 6.3.3. Bergmassan under en grundplatta uppträder

Fig. 3.5 Geometri-faktorn för belastat cirkulärt fundament. Efter Willie (1999).

som regel elastiskt vid normala grundtryck. Om bergmassan betraktas som en elastisk halvrymd, jämnt belastad av ett cirkulärt fundament med lasten q och radien r , är ökningen av den vertikala bergspänningen på djupet z där geometrifaktorn I_1 kan avläsas i Fig. 3.5.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3q}{2\pi z^2} \frac{1}{\left[1 + \frac{r^2}{z^2}\right]^{3/2}} = q I_1$$

En ungefärlig uppfattning om spänningarna på djupet under fundamentets mittpunkt kan man få genom att fördela q nedåt med 2:1- metoden. Detta ger för kvadratiska och cirkulära plattor (bredd, radie = B) samt för långsträckta sulor (bredd = B)

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{(B+z)^2}$$

2:1-metodens överensstämmelse med elasti-

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{B+z}$$

citetsteori är dock ej bra närmast under fundamentet, vilket är det för sättningen intressanta området.

4. Förundersökning av berg

I nästan alla bergprojekt är informationen om bergmassan och de rådande förutsättningarna naturligt begränsad, vilket också innebär att byggande i berg är förenat med risker. För att minimera dessa risker skall förundersökningen utformas på ett sätt och vara av en omfattning som möjliggör insamlandet av tillräcklig och adekvat information om bergmassan och ge förutsättningar för projekteringen av bergkonstruktioner. Metoder för att undersöka jord och berg skiljer sig i grunden åt eftersom de utgör helt olika material, berggrunden är mer eller mindre hård medan jordarterna är förhållandevis mjuka. Berggrunden återfinns dessutom inte sällan på större djup och därmed blir undersökningsmetoderna tidskrävande och dyra.

Jämfört med förundersökningar av jord kompletterar man i större utsträckning förundersökning av berg med eventuell tillgänglig information och tolkningar från tidigare fältstudier och tester i närliggande områden. Detta för att uppnå ett så bra utbyte som möjligt av undersökningarna.

Storskaliga förhållanden såsom skiftande bergarter samt förekomst av svaghetszoner och andra strukturer studeras från topografiska och geologiska kartor. Informationen från denna typ av underlag ligger sedan till grund för till vilken typ av förundersökningar som ska utföras samt var och hur dessa ska utföras. Om det finns berg i dagen i eller i närheten av det område där bergkonstruktionen skall utföras, i görs i regel en berggrundskartering. Det är även till stor nytta att utföra geofysiska undersökningar av det aktuella området innan dyrbara kärnbörningar beslutas. Geofysiska undersökningar kan ge indikationer på var det finns svaghetszoner i berggrunden och därefter kan börningar utföras i dessa kritiska områden, snarare än på måfå. De geofysiska undersökningsmetoderna ger en heltäckande bild av ett område till relativt låg kostnad. Dock måste alltid ett antal börningar utföras för att verifiera geofysiska undersökningsresultat; dessa resultat ska aldrig utgöra de enda underlagen för en projektering. Ett syfte

med förundersökningar i berg kan vara att ta fram preliminära parametrar som ingår i klassificeringssystem gällande en bergmassa, se avsnitt 6. Tidigare utförda bergprojekt innebär en stor erfarenhetsbank som visar kopplingen mellan geologiska förhållanden hos bergmassa och struktur och uppkomna byggnadstekniska behov som förstärkningar och tätningar. Resultaten från fältundersökningarna av berg redovisas vanligen i en Förundersökningsrapport, som kan liknas vid geoteknikens Markteknisk undersökningsrapport (MUR). Ofta upprättas även en Ingenjörsgelogisk Prognos som redovisar resultat, analyser och tolkningar från förundersökningarna mer i detalj. I förekommande fall tas även en Bergteknisk Prognos fram, i vilken bergtekniska analyser och tolkningar redovisas. Dokumenten Ingenjörsgelogisk Prognos och Bergteknisk Prognos kan jämföras med sedvanliga geotekniska projekteringsunderlag. Typ av rapporter kan dock skilja sig åt något beroende på om det är en berganläggning under markytan eller på markytan.

4.1 INLEDANDE STUDIER OCH ANALYSER

Information om de storskaliga förhållandena såsom fördelningen av olika bergarter samt förekomst av större strukturer som svaghetszoner/deformationszoner och förkastningar

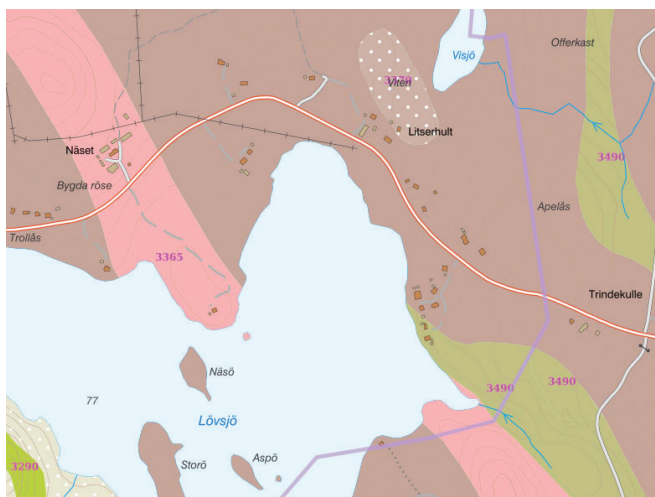


Fig. 4.1. Utdrag ur SGU:s berggrundskarta

kan inhämtas från geologiska kartor exempelvis SGU:s berggrundskarta. Fig. 4.1 visar ett utdrag ur en sådan karta.

Berggrundskartan visar situationen med jordtäcket borttaget vilket innebär att informationen är en tolkning, särskilt inom områden med mycket sparsamt blottad berggrund. Om det finns berg i dagen i form av blottade hållar inom eller i närheten av ett aktuellt projektområde för en planerad bergkonstruktion skall en berggrundskartering utföras. Vid karteringen insamlas information om geologi, bergkvalitet och bergstrukturer för bedömning av de ingenjörsgelogiska parametrarna.

Informationen från geologiskt kartmaterial samt kartering av berg i dagen utgör underlag för beslut om program för fält- och laboratorieundersökningar.

Vid brist på lämpligt kartmaterial kan man, om projektet kräver det, utföra en flygbildsfotografering och flygbildstolkning av de aktuella områdena.

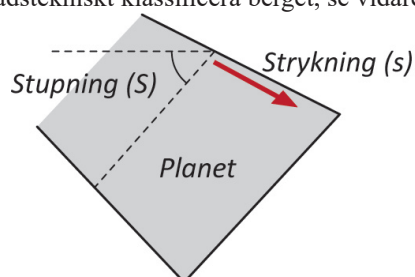
Ett komplement till hållkarteringen är en så kallad *lineamentsanalys*, som ger information om den storskaliga strukturgeologin och om svaghetszoner som kan vara dolda av jordfyllda svackor. Denna analys utförs på topografiska kartor eller flygfotografier.

4.2 FÄLTUNDERSÖKNINGAR

4.2.1 Kartering av berghällar och befintliga slänter och tunnlar

Informationen som finns på SGU:s geologiska kartblad bör följas upp med platsbesök då kartering av strukturer och verifiering av kartinformationen görs.

Geologisk strukturkartering innebär att man mäter orienteringen av strukturplan (foliation, sprickor, krosszoner) som genomkorsar bergmassan. Övriga egenskaper hos dessa plan, såsom ytråhet, uthållighet, avstånd och vittring är också en del av karteringen. Syftet är ge underlag för beräkningar och att byggnadstekniskt klassificera berget, se vidare i



avsnitt 6.

Orienteringen och lutningen hos ett godtyckligt plan i rymden definieras genom inmätning av planets strykning och stupning, se Fig. 4.2.

Vid mätning av sprickplanens riktningar i fält används en geologisk kompass som utöver vanlig kompassnål även har en inklinometer för avläsning av planets stupning.

4.2.2 Geofysiska mätningar

De vanligaste geofysiska mätningarna är refraktionsseismiska, magnetiska (magnetometri), resistivitet, elektromagnetiska och georadar. Många av dessa är gemensamma för geoteknik och bergteknik och avser identifiering av lagerföljder av jord och berg i marken samt av svaghetszoner. För samtliga geofysiska metoder krävs att man inlett med en kartstudie. Denna ger en grov uppfattning om geologin och ur denna kunskap kan man hitta den mest lämpade metoden att undersöka berggrunden med.

Vid refraktionsseismiska mätningar används elastiska vågors utbredningshastighet i marken för att bestämma läget av bergytan i jordtäckter, ange läget på svaghetszoner i berget samt för att bedöma djuputbredningen av dåligt ytberg. Detta är en vanlig och robust metod med god snabbhet.

Refraktionsseismik används för att exempelvis identifiera övergångar mellan jord och berg invid tunnelpåslag i jordskärningar. Detta ger ofta stora besparingar relativt borrhningar som annars krävs för en mer detaljerad bild av bergytans nivåvariationer.

Vid undersökningar på större djup i bergmassan eller i vatten kan *reflexionsseismik* vara ett alternativ till refraktionsseismik.

Vid *magnetiska mätningar* studeras lokala variationer i det jordmagnetiska fältet med hjälp av magnetometer för att identifiera jord- och berglager, olika bergarter och svaghetszoner. Metoden är snabb och översiktlig, då flera kilometer kan undersökas på en dag. Vidare har metoden relativt stort nedträngningsdjup men det är främst vertikala strukturer som detekteras.

Vid *resistivitetsmätning* mäts störningar i det elektriska potentialfältet mellan två likströmselektroder för att identifiera jord- och berglagerföljder i marken. Metoden är ganska tidskrävande och täcker relativt begränsade

områden. Man kan dock få en relativt detaljerad bild av jord och berglager och även information om sprickzoner och grundvattenförhållanden.

Vid *elektromagnetisk* mätning studeras magnetfält som skapas i marken och dessas egenskaper. Genom att analysera magnetfälten kan läget av jord- och berglager identifieras. En snabb och översiktlig metod som når ner till stora undersökningsdjup.

Med *georadar* mäts hastigheten och utbredningen hos högfrekventa elektromagnetiska vågor som reflekteras mot olika gränssytor under mark. Detta ger information om lagerföljder, djup till bergyta och grundvattenytans läge. Georadar är en översiktlig och snabb metod att studera marklager på relativt begränsat djup.

4.2.3 Provbörningar

4.2.3.1 Kärnbörkning

Den vanligaste formen för undersökningsbörkning i berg är kärnbörkning. Borrutrustningen visas i Fig. 4.3.

Borrkronan, en ring av hårdmetall besatt med diamantkristaller, skär ut en cylindrisk kropp ("kärna") ur berget. Under börningen spolas kronan med vatten, tryckluft eller någon annan spolvätska (lersuspension, skum etc.). Borrkärnan tas upp i sektioner som kan vara 0,5 m till 6 m långa, normalt 3 m.

Kärnbörkning är dyr och tidskrävande. Det är viktigt att all information om hur borrhålet ansatts, markytans nivå, bergytans nivå, inklinations och riktning av borrhålet noteras av utföraren. Vid varje kärnupptagning ska noggranna noteringar göras av aktuell kärnas start- och slutlängd, inmätning av kärnförlust och eventuellt kärnorientering. Kärnan placeras systematiskt i lådor och fotograferas för dokumentation. Nederst i Fig. 4.3 visas ett exempel på en kärnlåda med en borrkärna av granitisk gnejs.

Parametrar på kärnan som beskrivs är bergart, färg och vittringsgrad och för sprickornas form (plan eller krökt), frekvens, råhet och eventuell ytbeläggning. När krav ställs på detta mäts sprickornas orientering in.

De sprickor i kärnorna som finns naturligt i bergmassan ska skiljas från nya sprickor, som orsakats av börningen, eftersom sprickor är viktiga ingångsparametrar för bedömning av



Fig. 4.4 Hammarbör-
raggregat. Foto:
Epiroc

stabilitet och bergförstärkning. Deras orientering i bergmassan får man fram genom kärnans läge i borrhålet före upptagning. Detta läge kan bestämmas med särskilda rutiner för kärnorientering.

4.2.3.2 Hammarbörkning

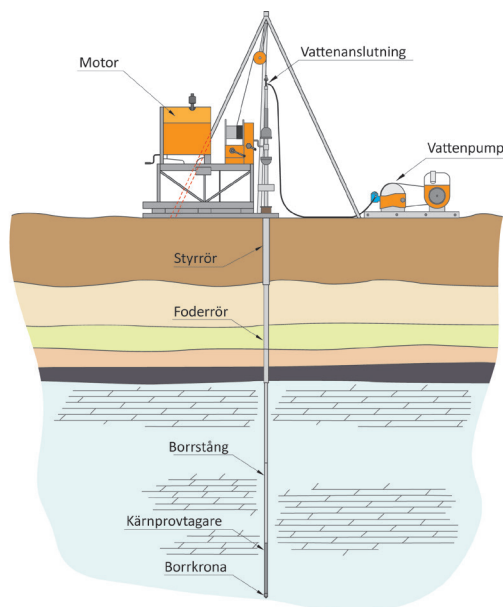


Fig. 4.3 kärnbör-
rustning och
kärnlåda



Fig. 4.2 Definition av
strykning/stupning
för ett sprickplan

Hammarborrning, utförs som slående borrrning ofta utförd med kedjematare, se Fig. 4.4. Denna utrustning är i princip av samma typ som används vid borring av spränghål. Slagmotorn kan vara placerad på borrhjgen (topp-hammare) eller vid borkronan nere i hålet, så kallad sänkhammare. En speciell variant av denna är Wassara-tekniken, där slagmotorn drivs av vatten under mycket högt tryck. Vid sonderingsborrning med hammarborr kan man få en indikation om bergkvaliteten genom att man under borringen registrerar parametrar som borrhjunkning, matningskraft, vridmoment, rotationshastighet, spoltryck, spolförluster och kronslitage, så kallad MWD (Measure While Drilling), och jämföra värdet på dessa parametrar med värden för ”känt” berg. Borrhjunkningen är den viktigaste parametern för att fastställa läget av sprick- och svaghetszoner i bergmassan. Genom att studera borkkax, uppsamlat i påsar, får man ytterligare identifikationsmöjligheter.

Genom att sammanställa informationen från en grupp av sonderingshål kan man bygga upp en tredimensionell modell av bergmassan med inlagrade sprickor. Finns det kärnborrhål i området kan modellen ”kalibreras” mot kända berggenskaper i bergkärnor.

4.2.3.3 Jord-bergsondering

Denna metod används för att bestämma bergnivån i jordtäckta områden och ger en grov indikation på bergets kvalitet. Man borrar normalt minst 3 m in i berg för att kontrollera bergöverytan för en berganläggning och kombinerar ofta med registrering av borkparametrar. Jord-bergsondering kan även vid djupare borrrning in i berget än de vanliga 3 metrarna ge en god bild av sprickzoner och dåligt berg.

På så vis ges ett bra underlag för exempelvis projektering av erforderligt borkdjup av förankringar in i ”friskt” berg.

4.2.4 Borkhålsfilmning

Med hjälp av en videokamera som sänks ned i ett borkhål kan väggarna granskas från insidan. Med lämplig belysning kan man, åtminstone om vattnet i borkhålet är klart, få en tydlig bild av väggen.

Moderna filmloggar som BIPS (Borehole Image Processing System) är digitala och har mycket hög upplösning. Detta gör, att bergarter och bergartsgränser kan bestämmas och strukturers interna mönster fastläggas, såsom spricköppningar, strykning och stupning. Kameran kan orienteras i borkhålet med hjälp av en monterad kompass.

4.2.5 Bergspänningsmätningar

4.2.5.1 Friborrning

Genom att avlasta den rådande spänningen i berget och samtidigt mäta den resulterande töjningen fås ett mått på primärspänningen, beräknad enligt Hooke's lag, se avsnitt 4.3.1 nedan ($\sigma = E \cdot \epsilon$).

En vanlig metod är att installera deformationsgivare i ett borkhål som därefter avlastas genom att berget runt borkhålet avskärs från yttre laster genom ny borrrning av ett större hål, så kallad friborrning. Givarna kan vara limmade direkt på bergytan i hålbotten eller vara fästade på en mätkropp som förs in i hålet (*door-stopper* respektive *hollow inclusion cell*). Med hjälp av elasticitetsmodulen

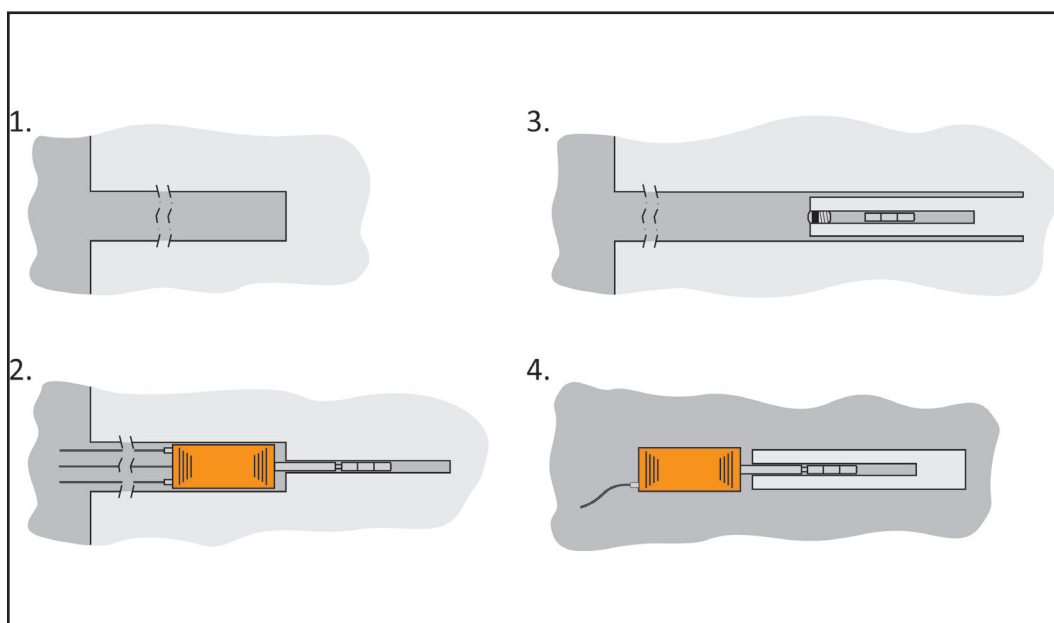


Fig. 4.5 Mätning av bergspänningar med friborrning

som mäts på bergkärnor från hålet, kan spänningstillståndet bestämmas ur töjningsskillnaden före och efter friborrningen, se Fig. 4.5.

4.2.5.2 Hydraulisk spräckning

För att bestämma spänningarnas storlek och riktning utsätts en av del av ett borrhål mellan tätande gumlimanschetter för ett vätsketryck som ökas till dess att borrhålsväggen går till brott. Därefter sänks trycket för att sedan ökas igen tills den initierade sprickan i väggen öppnas på nytt.

Processen med trycksättning och tryckavlastning upprepas tre gånger för att sprickan skall propagera ut i berget.

För att bestämma spänningsfältets orientering efter spräckningen måste sprickans orientering bestämmas. Detta görs genom att man i hålet för ner en så kallad avtrycksmanschett tillverkad av mjukt gummi i vilken sprickan lämnar ett spår. Alternativt orienteras sprickan med borrhålskamera.

Om inga naturliga sprickor finns i närheten av den trycksatta delen av borrhålet, är det tryck som krävs för att en spricka skall initieras och propagera beroende av bergmaterialets draghållfasthet och av det spänningstillstånd som råder i borrhålets omgivning.

4.2.6 Vattenförlustmätning

Ett sätt att kvantitativt värdera enskilda sprickplan är att utföra vattenförlustmätningar i borrhål (VF). Vid uppmätning av den hydrauliska konduktiviteten avdelas borrhålet sektionsvis med dubbla gummipluggar (manschetter) som är 0,5 till 2 m långa och sluter tätt mot borrhålsväggen. Vid mätningen pressas vatten in mellan manschetterna samtidigt som vatten-tryck och vattenflöde registreras.

VF-tester ger också en möjlighet att uppskatta de vattenproblem som kan förväntas under byggnads- och drifttiden samt ger underlag för planering av injekteringsarbeten. Hydrogeologiska frågor tas upp under avsnitt 8 i skriften.

Det konduktivitetssvärde K som beräknas ur VF-testerna kan användas för överslag av inflödet av grundvatten till en planerad tunnel. Under det förenklade antagandet att denna kan beskrivas med diametern D och ligger på djupet z under grundvattenytan samt att grundvattenytan inte avsänks, blir den vattenmängd

som rinner in per längdenhet tunnel

$$Q = \frac{2\pi z}{\ln\left(\frac{4z}{D}\right)} K$$

Erfarenheten visar, att formeln normalt över-skattar läckaget. Orsaken till detta kan vara lägre genomsläpplighet i berget nära tunnelväggarna, så kallad *skin*-effekt.

4.3 LABORATORIE-TESTER

För såväl jordprover som för bergkärnor används standardiserade testmetoder för att resultaten skall kunna valideras och jämföras mellan provtagningsplatserna. På laboratorium testas fysikaliska och mekaniska egenskaper. De fysikaliska egenskaper som har störst intresse för bergmaterial är främst densitet, porositet och hållfasthet. För mekaniska laborietester finns en internationell standard utarbetad av ISRM, International Society of Rock Mechanics.

Nedan följer en beskrivning av de mekaniska laborietester som brukar utföras på bergmaterial i svenska bergprojekt.

4.3.1 Enaxiella tryckförsök

Vid dessa tryckförsök belastas bergkärnor med en axiell last. Provets längd kommer då att minska och dess diameter ökar något. Med

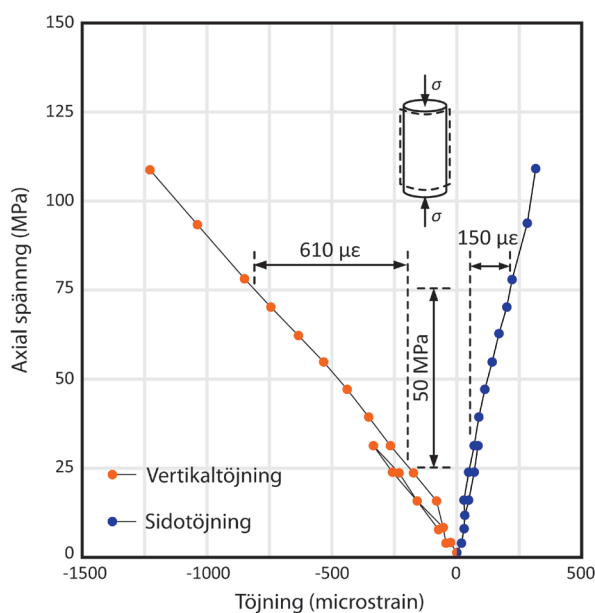


Fig. 4.6 Deformationer i ett enaxiellt belastat intakt bergprov

trådtöjningsgivare limmade på bergprovets yta kan man följa deformationerna.

I Fig. 4.6 visas axial- och sidotöjningarna i ett enaxligt belastat prov av ovittrad gnejs. Man ser att provet uppvisar ungefärligen linjära spännings/töjningsegenskaper samt att deformationerna återgår helt efter avlastning.

Material med sådana egenskaper kallas *ideal-elastiska* och följer Hooke's lag;

$$\sigma = \epsilon E$$

där σ är spänningen

ϵ är töjningen

E är elasticitetsmodulen

Många bergarter, särskilt de mjukare, är inte linjärt idealelastiska som i figuren utan kurvan blir krökt. Modulen blir då spänningsberoende. I detta fall brukar man ange elasticitetsmodulen som tangentmodul eller sekantmodul vid en viss spänning.

4.3.2 Dragförsök

Draghållfasthetsundersökningar på bergprover är sällan intressanta att utföra, då bergmassor oftast innehåller spricksystem och därför i praktiken inte har någon draghållfasthet. I en sprickfri bergmassa kan man dock ibland tillgodoräkna sig viss draghållfasthet i berget. I vissa fall är det av betydelse att veta hur draghållfastheten påverkas av sprickornas hållfasthet.

Direkta dragförsök utförs med långsamt ökande dragkraft som överförs från en provhållare till provcylindern via ett limförband.

Liksom för tryckförsöket registreras sambandet mellan pålagd spänning och töjning i axiell och radiell ledd. Brottlasten $P_{\max}$ räknas om till draghållfasthet σ_t enligt där d är provdiametern

$$\sigma_t = \frac{4 P_{\max}}{\pi d L}$$

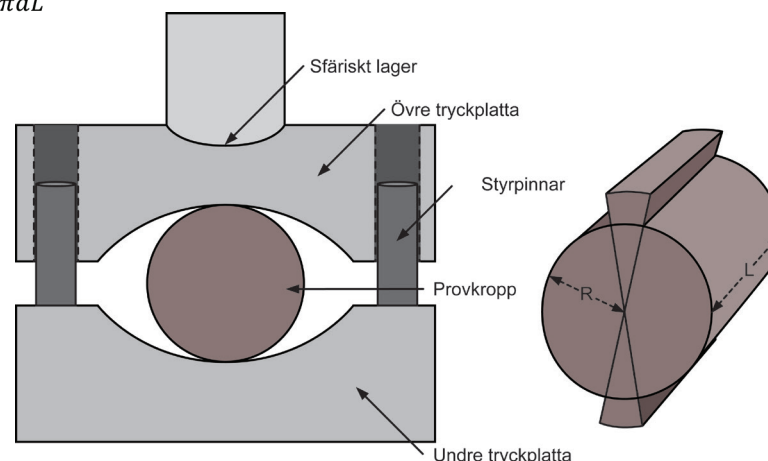


Fig. 4.7 Brazilientest på bergkärna

4.3.3 Indirekt dragförsök (Brazilientest)

Två stålplattor med krökta kontaktytor får här belasta en skiva av bergkärnan avsågad tvärs längdaxeln, se Fig. 4.7. Kontaktytan är så stor att brottet startar i kärnans centrum, inte i kontaktytan.

Draghållfastheten bestäms ur brottlasten $P_{\max}$, enligt; där d och L är bergskivans diameter respektive tjocklek.

$$\sigma_t = \frac{2 P_{\max}}{\pi d \cdot L}$$

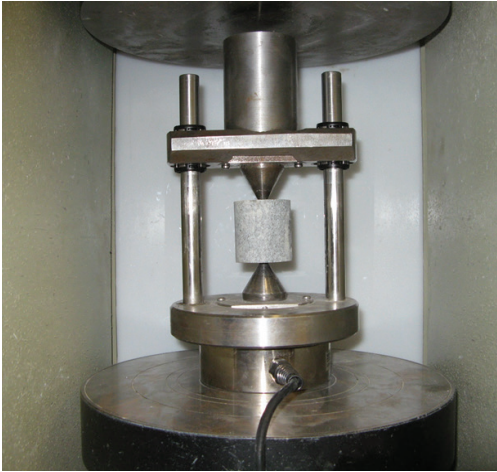
4.3.4 Punktlasttest

Den kraft som krävs för att få en bergkärna att spricka sönder (klyvas) när den belastas diametralt mellan två stålspetsar är ett indirekt mått på bergartens tryckhållfasthet. Divideras brottlasten med kvadraten på kärndiametern fås punktlastindex I_s , enligt; Andra diametrar än normala kärndiametrar och till och med oregelbundna stenar kan

$$I_s = \frac{P_{\max}}{D^2}$$

användas med korrektion av I_s . Detta gör metoden användbar för preliminära hållfasthetsbedömningar i fält. Kärnan kan också belastas parallellt med axeln för att bedöma hållfasthetsanisotropin i provet. Brottlasten vid punktlastprovning är mycket mindre än av den som fås vid enaxligt tryckförsök. Punktlastapparaten kan därför göras liten och lätthanterlig, se Fig. 4.8.

Observera att I_s är ett empiriskt funnet värde som bör baseras på medelvärdet av 5-10 tester. Relationen mellan σ_c och I_s bör egentligen kalibreras för varje bergart genom att man



inledningsvis utför enaxliga tryckförsök och punktlastförsök parallellt. Därefter kan enbart punktlasttester utföras enligt ovan.

En relation som har ungefärlig giltighet för relativt isotropa bergarter och som tillämpas standardmässigt är

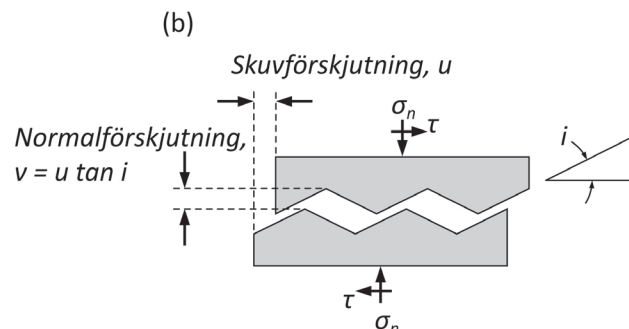
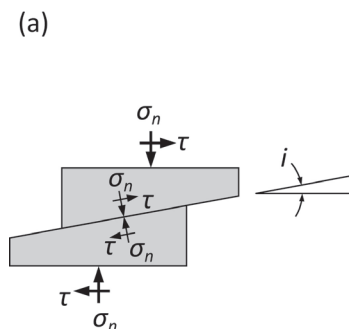
$$\sigma_c = 24 I_s$$

Vid kontroll mot direkta enaxiella tester visar det sig att faktorn kan variera mellan 15 och 50, större ju mer anisotropt berget är. Detta understryker behovet att kalibrera testresultaten.

4.3.5 Triaxiella kompressionsprov

Bergmaterialet i berggrunden befinner sig i ett treaxligt spänningstillstånd. Genom att utföra triaxialtester är det möjligt att bestämma bergets hållfasthet under olika omgivande tryck. Provet har formen av en rät cirkulär cylinder med planparallella ändtor.

Provet placeras i ett tryckkärl där det kan belastas med ett omgivande, radiellt tryck σ_r , som normalt skapas med hydraulolja, se Fig. 4.9. Mellan provet och oljan finns ett gummemembran. Den axiella spänningen och det omgivande trycket σ_r ökas samtidigt upp till ett förutbestämt värde. Därefter hålls det omgivande trycket konstant medan den axiella



spänningen ökas till dess brott inträffar i bergprovet. Brottvärdena kan sedan användas för att bestämma brottgränskurvor för till exempel Mohr's och Mohr-Coulomb's brottkriterier samt för att beräkna den inre friktionsvinkeln och kohesionen för bergmaterialet.

4.3.6 Direkt skjuvförsök

Vid dessa försök kapas bergkärnor som innehåller en genomgående spricka vinkelrätt mot längdaxeln så att plana ändtor erhålls. Provet placeras i en form och gjuts in i en fixtur av betong så att sprickans plan sammanfaller med skjuvriktningen. Vid testen läggs en normallast vinkelrätt mot sprickytan varefter en ökande skjuvkraft belastar sprickytan enligt Fig. 4.10. Skjuv- och normalspänning samt motsvarande deformationer registreras.

Skjuvförsöken kan utföras med olika randvillkor tvärs sprickan såsom konstant normal-

Fig. 4.8 Punktlastapparat

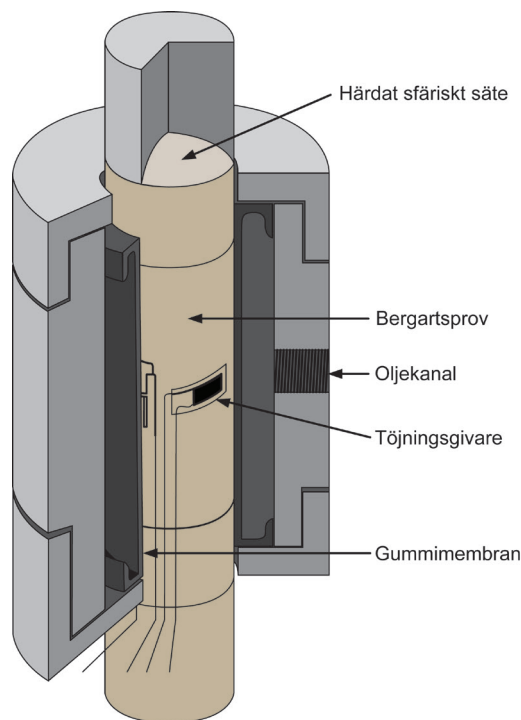


Fig. 4.9 Triaxiell tryckapparat för berg

Fig. 4.10. Direkta skjuvtester på bergsprickor

spänning eller normallast, konstant styvhet och förhindrad dilatans. Vid skjuvning under konstant normallast N , inträffar glidning (brott) vid skjuvkraften S . Kvoten S/N definierar sprickplanets friktionsvinkel φ , enligt

$$S/N = \tan \varphi$$

4.3.7 Triaxiell trycktest

Sprickors hållfasthetsegenskaper kan också bestämmas med hjälp av triaxiella trycktester. Provet prepareras av borrhärdor som innehåller naturliga, genomgående sprickor orienterade i $25^\circ - 40^\circ$ vinkel mot provets längdaxel, se Fig. 4.11. Under dessa förutsättningar kommer brott att först inträffa genom glidning längs sprickan och inte som brott i själva bergmaterialet.

Rådande normal- och skjuvspänning vid glidning i sprickplanet kan beräknas ur axiallasten σ_1 , celltrycket σ_3 och sprickplanets vinkel mot provaxeln.

4.3.8 Tilttest på sprickor

Sprickans hållfasthet antas här enbart bero av friktionen mellan sprickytorna. Ett block med en genomgående spricka lutas i förhållande till horisontalplanet. Lutningen ökas långsamt tills övre delen av blocket glider längs sprickan. Vinkeln när glidningen börjar är ett mått på sprickytans friktionsvinkel.

Vid mycket raa ytor kan vinkeln bli så stor att sprickytorna separeras genom att den övre delen av blocket roterar i förhållande till den undre delen. I detta fall representerar inte den kritiska lutningen sprickans friktionsegenskaper.

4.4 REDOVISNING AV FÖRUNDESRÖKNINGAR

4.4.1 Geologiska strukturer

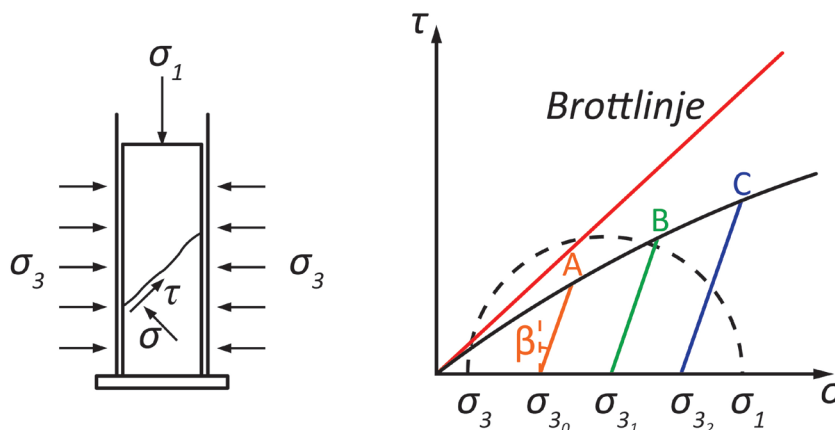
Geologisk strukturerkartering innebär att man mäter orienteringen av strukturer och diskortiniteter som foliation, sprickor och krosszoner som genomkorsar bergmassan. Övriga egenskaper hos dessa plan, såsom ytråhet, uthållighet, avstånd och vittring är en del av karteringen.

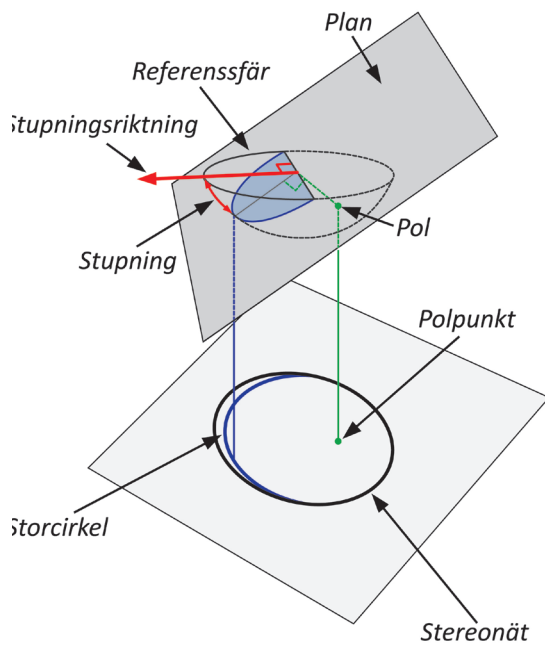
Orienteringen och lutningen hos ett godtyckligt plan i rummen definieras helt av två inmätningar av stupning och strykning som visades i Fig. 4.2. För en spricka som stryker W-E (90 grader mot N) och stupar 20 grader mot S skrivs orienteringen exempelvis N90E/20S.

Strukturdata för sprickplanen i en bergmassa brukar visas med sfärisk projektion, som ger planens riktning i rummen och som inte tar hänsyn till var i rummen sprickorna befinner sig. Vid projektionen antas alla sprickor gå igenom medelpunkten i en tänkt referenssfär. Denna tänker man sig vara "nedgrävd till hälften" i ett horisontellt plan med nedre hemisfären liggande under planet.

Ett sprickplan i rummen visas i Fig. 4.12. Skärningen mellan sprickplanet och den nedre hemisfären definierar en storcirkel. En polpunkt definieras som skärningspunkten med sfärens yta för en linje från sfärens medelpunkt som är vinkelrät mot sprickplanet,

Fig. 4.11. Provning av bergspricka i triaxialapparat. Sprickan lutar vinkeln (β) mot längdaxeln





Genom att projicera nedre hemisfärens meridianer på en horisontell yta bildas ett stereonät. Storcirklar och polpunkter projiceras från sfärens yta ner på stereonätet. Fältavläsningarna av stupning och strykning kan alltså plottas som projektioner av polpunkter eller storcirklar på ett stereonät vilket ger en god överblick av sprickbilden i ett geologiskt område.

4.4.2 Blockanalys

I hårda bergmassor dominerar stabilitetsproblem med bergblock som faller ut från taket eller glider ut ur väggen. Dessa block bildas genom korsande sprickplan i berget. Genom bortfallet av mothållet från det berg som tas ut i tunnlar, schakt eller skärningar kan sådana block bli fria att röra sig. Om de faller nedåt eller glider från sidan in i berganläggningen minskar inspänningen i taket eller väggen. Detta kan leda till instabilitet för intilliggande bergblock och stabilitetsproblem för hela bergkonstruktionen, man kallar dessa block "låsblock". Blockstabilitet beskrivs närmare i avsnitt 5.1.

Genom att identifiera strykning och stupning för genomgående sprickplan i bergmassan kan man genom plottning av deras storcirklar i stereonät hitta block som har potential att röra sig in mot den fria ytan i berget. Skärningspunkterna mellan storcirkarna definierar kantlinjerna hos blocket (sprick-planens gemensamma linje). För att rörelse skall vara möjlig, måste den area som bildas av storcirkarna i stereogrammet innesluta cirkelns medelpunkt. Ett sådant block visades som triangeln mitten i Fig. 4.13.

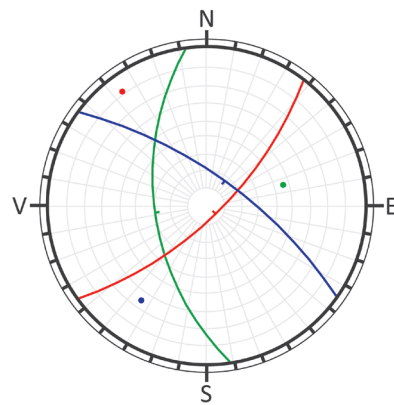


Fig. 4.12 Representation av plan spricka som storcirkel och polpunkt samt projektion av dessa på ett stereonät. Stupningsriktningen är vinkelrät mot sprickans strykning

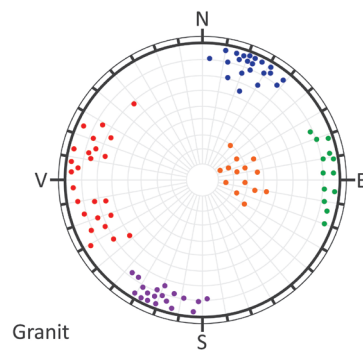


Fig. 4.13. Stereonät med projicerade storcirklar och polpunkter av tre sprickplan.

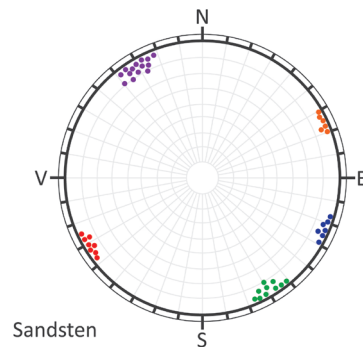


Fig. 4.14 Exempel på polplottar för bergmassor av granit (överst) och sandsten (nederst).

Det är också möjligt att bestämma blockens volym och därur beräkna den förstärkning som erfordras för att låsblocken skall få en acceptabel stabilitet mot rörelse.

4.4.3 Förundersökningsrapport

Resultatet av alla genomförda undersökningar av berget brukar sammanfattas i en förundersökningsrapport, vilken kan jämföras med geoteknikens marktekniska undersökningsrapport (MUR). I denna framgår de olika mätvärdena från fält- och laboratorieundersökningarna som "rådata" utan närmare tolkning av resultaten. I rapporten ingår också redovisning av resultaten av specialstudier som företagits inom ett projekts ram. Det är vanligt att man i rapporten ger en sammanfattande grafisk redovisning av mätresultaten på exempelvis längd- och tvärsektionsritningar. Fig. 4.15 är en grafisk redovisning från en förundersökningsrapport.

4.4.4 Ingenjörsgelogisk prognosrapport

I denna rapport tolkas geologiska och bergmekaniska data från förundersökningarna för att skapa ett underlag för projektering av tekniska lösningar för berganläggningen.

Målet med prognosen är att skapa en konceptuell bild av områdets regionala geologiska uppbyggnad och att sedan skala ner bilden till mindre områden eller bergvolym (domäner) med likartade ingenjörsgelogiska förhållanden. Sådana domäner redovisas i 3D och kan indelas efter olika ingenjörsgelogiska karaktäristika som bergarter, bergkvalitet, strukturer och hydrogeologi. Ju mer komplex en berganläggning är, desto mer "fin" bör domänindelningen göras. Indelningen i bergkvalitet kan göras med någon klassificeringsmetod såsom Q och RMR, med underlag från kärnkartering.

4.4.5 Byggteknisk prognosrapport

Den bergtekniska prognosen är en "avskalad" version av den ingenjörsgelogiska prognosen och innehåller endast den del av informationen som är relevant för kalkyl och anbudsräkning. Här redovisas projekterade tekniska

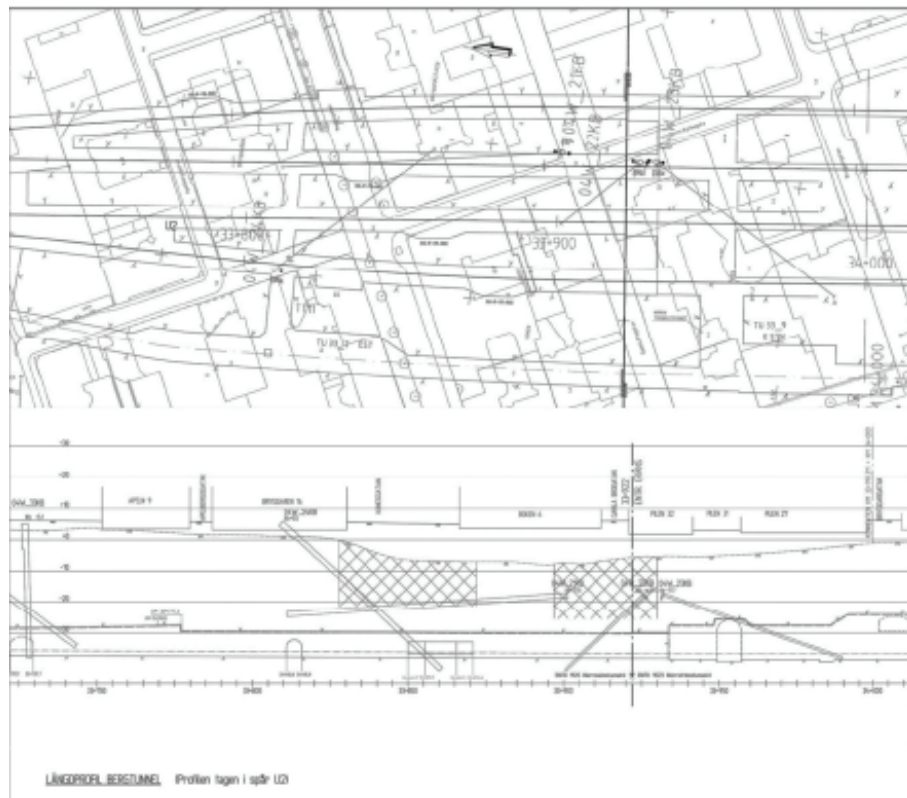


Fig. 4.15 Grafisk redovisning av bergförhållanden i en förundersökningsrapport. Ur TRV 2019:062.

lösningar för exempelvis uttagsmetoder, förstärkningar och injektering. Rapporten är en del av förfrågningsunderlaget i bygghandlingarna.

Rapporten består av en textdel som hänvisar till ritningar eller en digital 3D-modell för planerat berguttag. Detta är kopplat till bergmassans egenskaper samt drivnings- och förstärkningsåtgärderna. Av rapporten skall framgå bergkvalitet och prognosticerade tekniska lösningar för berguttaget samt för förstärkningar och injektering. Syftet med rapporten är att underlätta för anbudsgivaren och för den som ska utföra arbetet.

5. Stabilitet och förstärkningar av bergkonstruktioner

Målet för den bergmekaniska dimensioneringen (designen) är att utforma tunneln, schaktet eller bergslänten så att god stabilitet uppnås med minimal förstärkningsinsats.

Vid trafikanläggningar är vanligen både tunnel- och schaktlägen, såväl i höjddled som i sidled, tämligen låsta. Den enda egentliga optimering av utformningen som kan göras är detaljutformning av tunneltvärsnittet samt val av drivningsmetod och förstärknings- och tätningsteknik.

Bergrum som inte är en del av en trafikanläggning och många övriga bergkonstruktioner kan ofta läggas mer fritt. Här kan man redan under förstudien göra stora besparingar relaterat till behov av framtida förstärkningar och underhåll genom lämpliga val av förläggning och orientering av anläggningen samt av rumsutformningen.

Berganläggningar där människor skall vistas bör dimensioneras så att sannolikheten för ras och annan instabilitet är (praktiskt taget) noll. Vid tillfälliga gruvöppningar där ingen person vistas kan man däremot acceptera en måttlig risk för ras. Som visas i avsnitt 6 tar man vid tillämpning av exempelvis Q-metoden hänsyn till risk för instabilitet vid val av den ekvivalenta dimensionen D_e .

Mot bakgrund av de varierande acceptansnivåerna vore det önskvärt att kunna använda någon form av sannolikhetskalkyl för instabilitet. En statistisk behandling kräver dock att stabilitetsproblemet matematiskt går att formulera relativt enkelt, vilket sällan är möjligt. Säkerhetsfaktorer kan istället läggas på bergparametrarna.

Nedan följer beskrivningar av stabilitetsproblem som förekommer i hårda, blockiga bergmassor samt hur dessa kan behäskas genom förstärkning. Andra brottformer än blockinstabilitet, såsom knäckning av bergskivor i tunneltak, förekommer i skiktade bergmassor som inte har utpräglad blockstruktur. Dessa diskuteras inte i fortsättningen.

5.1 BLOCKSTABILITET

I hårda bergmassor dominerar stabilitetsproblemet som innebär att bergkilar eller block faller ut från taket eller glider ut från väggen. Dessa kilar bildas genom korsande sprickplan i berget. Utfall kan endast ske av kilar omgivna minst två sprickplan och en fri yta. Genom att mothållet försvinner från det berg som tas ut ur tunneln eller slänten, skapas fria ytor som gör att blocket eller kilen kan röra sig. Varje sådan kil som faller nedåt eller glider från sidan in i tunneln eller i bergslänten minskar inspänningen och valvverkan i taket eller väggen. Detta visas nedan i avsnitt 5.2. Reduktionen av den minskade inspänningen ger också en minskning av hållfastheten i sprickplanen mellan blocken, vilket bidrar till försvagningen av strukturen. Detta kan leda till instabilitet för intilliggande kilar och till stabilitetsproblem för ett helt tunneltvärsnitt eller totalt för en bergslänt.

Låsblock, även kallade nyckelblock, är större block av betydelse för den storskaliga stabiliteten. Det är dessa block som låser bergmassan och som därmed är viktiga för att bibehålla stabiliteten. Tar man bort dem riskerar man att få en dominoeffekt där fler block faller ut eller behöver tas ned med en oönskad bergkontur som resultat.

Det är alltså inte bergmaterialet som sådant utan hela bergmassans struktur med inlagrade sprickplan som vanligen avgör stabiliteten i blockiga, hårda bergmassor.

Strategin för att hantera förstärkningsproblemet innebär följande steg;

- ange strykning och stupning för genomgående sprickplan i bergmassan
- med stereografiska metoder, hitta de kritiska block som kan röra sig (låsblock eller "nyckelblock").
- beräkna förstärkningen som erfordras för att låsblocken skall få en acceptabel stabilitet.

- Konstruera av kilar i väggar som glider på sprickplanen i bergslänter kan göras med stereografisk analys med samma teknik som används för tunnlar och bergslänter.

5.2 STABILITET I TUNNEL-TAK

Överföring av laster från bergmassan, vilka tidigare ”bars” av det nu uttagna berget, sker i bergrums- eller tunneltak genom valvverkan. Mekaniskt motsvarar problemet lastöverföringen i en klassisk stenvalvsbro. Genom sprängningen kan bergmassan närmast tunneltaket skadas så att valvverkan förhindras. I den sprängskadade zonen kan bergspänningar få svårt att överföras och det kan bildas ett skikt av spänningsavlastat berg närmast taket. Detta parti av icke inspant berg, kallat ”löskärna”, måste förstärkas. Det bärande valvet förflyttas samtidigt uppåt från taket till fast, oskadat berg.

Villkoret för valvstabilitet i hårda bergmassor kan förenklat formuleras som att ingen glidning får ske i bergsprickorna mellan blocken. Problem med rotation av block och krossning av fogar och bergmassa är ovanliga.

Öppningens form och bredd bestämmer de tangentialspänningar σ_θ som utbildas i valvet. Sammantaget påverkas möjligheten att uppnå stabilitet av följande faktorer:

Bergmassan

primärspänningar
sprängskador
sprickavstånd
sprickriktningar

Bergsprickorna

kohesion
fyllnad
friktionsvinklar
dilatans

Tunneln

form (taket)
bredd
bergtäckning

Slänten

stupning
strykning

Två valvformer kan representera vanliga bergrumstak, en nära horisontell och en som följer trycklinjen, se Fig. 5.1. Trycklinjen är den tänkta båge i berget över taket utmed vilken skjuvspänningarna är noll, då det tryckta valvet utgörs av ett (krökt) huvudspänningsplan.

Kraven på användning av en berganläggning kan ge särskilda valvformer och spännvidder som måste kunna ges godtagbar stabilitet i bergdesignen.

Risken för glidning mellan blocken i taket är

störst vid anfanget, där taket möter väggen. Där är trycklinjens lutning maximal och där får inte lutningen av resultanten till krafterna i en spricka mellan blocken överstiga friktionsvinkeln vid brott.

Flacka tak är vanliga i exempelvis tunnlar i horisontellt skiktad kalkstensberggrund. För att förhindra rotation i blocken ska trycklinjen alltid ”landa” i nedre blockraden.

Vertikal- och horisontallasten som överförs från tunneltaket måste vid alla bergtäckningar, takformer och spännvidder kunna tas upp i anfanget. Under förutsättning att låsblock ska hållas på plats kan i hårt berg mycket stora krafter överföras.

Det sprängskadade berget närmast taket kan inte överföra spänningar och skapa valvverkan. Istället bildas en spänningsavlastad zon som är instabil och måste förankras med bultar för att inte falla ner i tunneln.

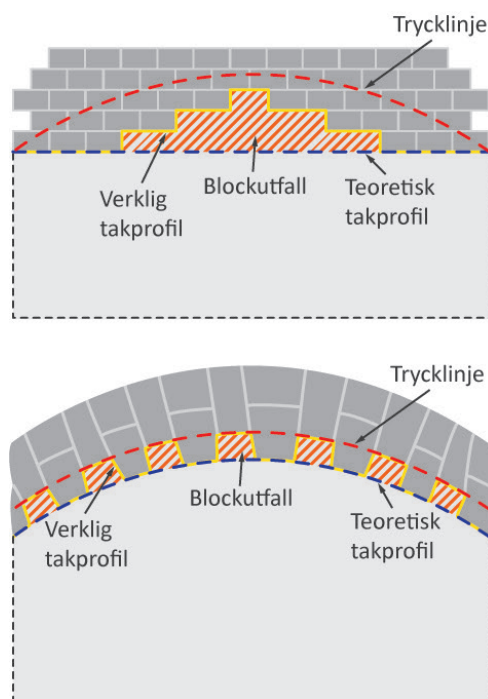


Fig. 5.1. Valvformer i olika bergrumstak

5.3 STABILITET I BERG-SLÄNTER

För bergslänter i hårt kristallint berg är stabiliteten främst beroende av befintliga sprickgrupper, sprickfrekvensen och sprickornas hållfasthet. Bergmaterialets egen hållfasthet har oftast liten betydelse för släntstabiliteten.

Ras i bergslänter i hårt berg kan vara av tre huvudtyper:

- *Plant brott* kan uppträda i berggrund med en uthållig struktur av sprickor med stupningsvinkel flackare än slänten.
- *Kilbrott* kan ske i berggrund med två eller fler korsande sprickor, där blocken kan glida ut längs en skärningslinje mellan sprickorna, vilken är flackare än slänten.
- *Tippning* kan ske i berggrund med brantstående strukturer, som har större stupning än slänten.

Den farligaste typen av skred i slänter i hårt, blockigt berg orsakas av plana och kilformade brott. Sprickytornas skjuvhållfasthet är då avgörande för stabiliteten. Slänten stabiliseras genom fastbultning av de block som kan glida ut.

En noggrann analys av släntstabilitet baseras på inmätning av uthålliga sprickor och sprickgrupper. Sprickornas skjuvhållfasthet uttrycks med friktionsvinkeln, vilken bestäms empiriskt eller genom skjuvförsök. Om vatten förekommer i sprickorna minskar friktionen på grund av att vattentrycket reducerar normalspänningen tvärs sprickplanet. Sprickfyllnader av exempelvis lermineral i sprickan minskar den mobiliseringsbara friktionen och därmed skjuvhållfastheten dramatiskt. Isbildning i sprickplanen kan ha motsvarande effekt och kan ge sprängkrafter på blocken.

Med hjälp av stereogram kan potentiellt instabila bergblock och kilar lokaliseras. Det enklaste fallet är en plan spricka som når en slänt, se Fig. 5.2a.

För att glidning skall vara möjlig, måste stupningen på sprickan (ψ) vara mindre än stupningen på slänten (β). Dessutom måste sprickans stupning (ψ) vara större än dess friktionsvinkel (ϕ), se fig. 5.2b.

Stabiliteten kan analyseras med en kraftpolygon som i fig. 5.2c. Hänsyn har här inte tagits till krafter av vattentryck i glidytan samt till en eventuell öppen spricka vid släntkrönet.

$$F = \frac{\text{mothållande kraft}}{\text{pådrivande kraft}} = \frac{N \tan \phi}{N \tan \psi} = \frac{\tan \phi}{\tan \psi}$$

5.4 BERGFÖRSTÄRKNING

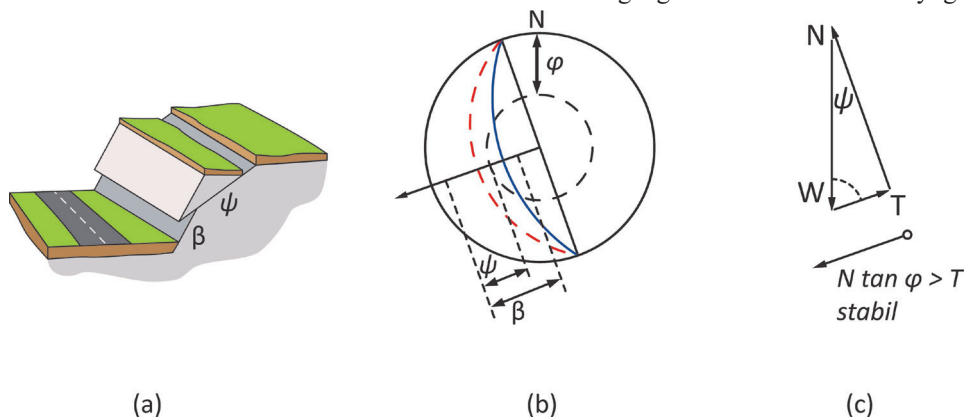
5.4.1 Säkring av bergblock

Förstärkningen mot blockinstabilitet innebär att man stabiliserar blocken med bultar som förankras i bakomliggande fast berg. Bultarna kas slås selektivt i blocken eller som systembultar över en blockrik, instabil bergyta. Bultförstärkningen kan kombineras med bergnät eller alternativt med sprutbetong som samverkar med bultarna via bultbrickor. Arbetena beskrivs i avsnitt 7 i boken.

Eftersom mycket små rörelser sker innan blocken frigörs krävs förstärkningsinsatser som snabbt uppnår tillräcklig styvhet. Det är mycket vanligt att man använder sprutbetong för sådan snabb driftsförstärkning. Därefter kan bultsäkring av blocken ske. Läget av blocken måste markeras innan sprutning. Vid bra vidhäftning mot berget tvingas blocket stansa igenom sprutbetongskiktet.

Takblock brukar bultas för en last som motsvarar 1.5 gånger blockets beräknade tyngd.

Fig. 5.2 Plan spricka som skär en bergslänt. a) Profil genom slänten, b) Stereografisk projek-tion, c) Kraftpolygon



Bultarna sätts normalt sett vinkelrätt mot takets periferi och fördelas jämnt över blocket. Förankringslängden bakom blocket anpassas till sprickstrukturen, men bör inte understiga 1 m. Helingjutna bultar kan lämnas slaka medan förankringsbultar förspänns för att minska blockrörelser.

Vägg- och slänblock förankras företrädesvis med bultar tvärs de bergsprickor som utgör glidplan. Vinkeln mellan bult och sprickor bör vara ungefär lika stor som friktionsvinkeln i sprickan för att uppnå maximal förstärkningsverkan.

5.4.2 Förstärkning av tunneltak

Trycklinjen i taket i en "löskärna" kan till viss del "återskapas" med bergbultar. I Fig. 5.3 visar en tunnelsektion där berget under trycklinjen inte är bärande, utan behöver förstärkas. Bultarnas längd och inbördes avstånd utformas så, att de kan bära upp tyngden av löskärnan. På så vis skapas ett nytt stabilt valv i berget i löskärnan.

Bultsystemets design baseras på en bedömning av läge på gränsen (pilhöjden) mellan skadat och helt berg. Tjockleken hos löskärnan beror främst av storleken och förhållandet mellan horisontal- och vertikalspänningen, sprängningsmetod (sprängskador) och tunnelbredden. Förankringslängden i fast berg anpassas till sprickstrukturen, men bör vara minst 1 m.

I småblockigt berg kan löskärnan bli stor och bultningsbehovet omfattande. En förbättrad valvverkan och därmed mindre förstärkningsinsats kan skapas med förspända systembultar som förses med bricka som även kan samverka med fiberarmerad sprutbetong som påförs i taket.

5.4.3 Tunnelförstärkning med sprutbetongbågar (gitterbågar)

Sprutbetong kan även användas för lokal förstärkning av svaga tunnelpartier med sprutbetongbågar, även kallade "gitterbågar". På dessa platser monteras förtillverkade armeringskorgar mot tunnelns periferi, vilka sedan sprutas in på plats i tunneln. Bågarna ges en sådan tjocklek att de förmår stabilisera den lokala svaghetszonen i samverkan med berget.

5.4.4 Förförstärkning av tunneltak

Vid liten bergtäckning eller lokalt dålig berg-

kvalitet kan det finnas en risk för instabilitet i tunneltaket direkt efter utsprängningen. Sprängskador eller spänningsförhållandena i berget kan vara orsaker för instabilitet. För att möjliggöra framdriften och installation av den permanenta förstärkningen i sådana partier måste taket säkras redan innan bergguttaget genom så kallad förförstärkning, även kallad spiling. Funktionen bygger på balk- eller valvverkan mellan bult och omgivande bergmassa. Upplagen för valvet är på ena sidan stabilt berg innanför tunnelfronten och på den andra sidan förstärkt tunneltak i tunnelns utsprängda del. Utseendet av en sådan förstärkning visas i Fig. 5.4. *Spiling* används frekvent vid tunnelpåslag, där täckningen normalt är låg.

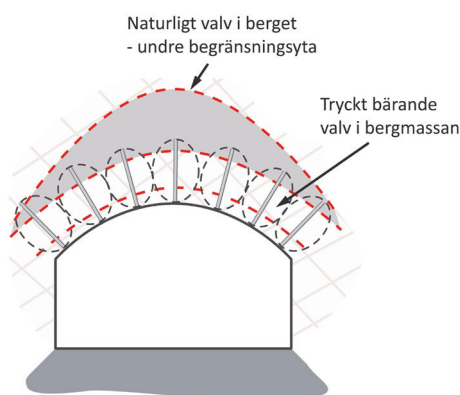


Fig. 5.3. Förstärkning av tunneltak med förspänd bult vid dålig naturlig valvbildning.

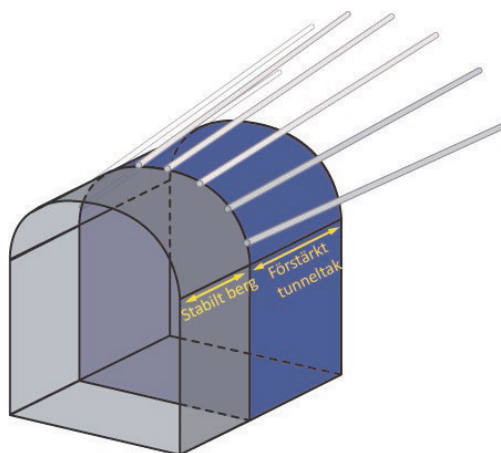


Fig. 5.4 Förförstärkning av tunneltak med bult, så kallad spiling

5.5 FÖRSTÄRKNING AV BERGSLÄNTER I HÅRT BERG

Förstärkningen mot blockinstabilitet i bergslänter innebär, liksom vid tunneltak, att man stabiliserar blocken med bultar som förankras i bakomliggande fast berg. Bultarna kan borras selektivt i blocken eller som systembultar över en blockrik, instabil bergyta. Bultförstärkningen kan kombineras med bergnät eller alternativt med sprutbetong.

När en hel slänt eller ett parti av en slänt är instabil kan mothållet i glidplanet ökas med bultar, se Fig. 5.5.

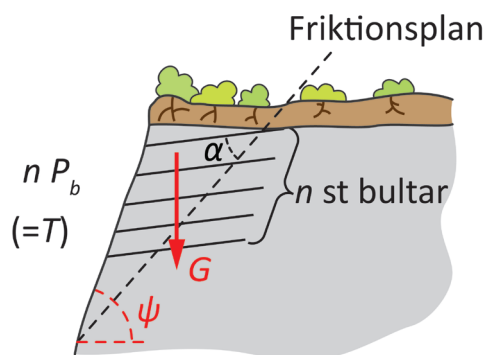


Fig. 5.5 Krafter verkande på bultad bergslänt

Bultarna förstärker slänten på två sätt, nämligen genom dragkraft samt genom ökad normalkraft lokalt vid bulten. Om bulten med diameter d antas vara i flyttillstånd blir mot hållande verkan i glidplanet av varje bult,

$$\Delta T_b = P_b^{\max} (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi_r)$$

där α är vinkeln mellan bult och spricka och ϕ_r sprickans friktionsvinkel. Bultens riktning blir optimal när $\alpha = \phi_r$.

Fig. 5.2 visade det enklaste fallet med en plan spricka som stryker parallellt med och skär en slänt. För att glidning skall vara möjlig måste stupningen på sprickplanet vara mindre än släntens stupning. Samtidigt måste sprickans stupning vara större än dess friktionsvinkel.

I det mer allmänna fallet med oregelbundna sprickplan i en blockig bergslänt kan blockanalys göras.

Genom att plotta sprickornas storcirkel kan kilens kant i sprickornas skärningslinje bestämmas till riktning och stupning. Om

kilens kant med lutar brantare än friktionsvinkeln ϕ hos de ytor som omger blocket, kommer blocket att glida ut.

Vid förstärkning sätts bultarna ungefärligen i riktningen ϕ_r mot respektive glidyta.

5.6 BERGFÖRSTÄRKNINGARNAS VERKAN

5.6.1 Sprutbetong

Den påsprutade betongens kvalitet och tjocklek skall vara sådan att:

- att vidhäftningen mot berg räcker för att hålla bergblock på plats
- att blocket (eller en bultbricka) inte kan stansa igenom sprutbetongskiktet och
- att böjbrott i sprutbetongskiktet inte sker vid dålig vidhäftning

Den totala förstärkningsverkan hos ett helt sprutbetongskikt som täcker insidan på en cirkulär tunnel och har tjockleken t , mycket mindre än tunnelradien a , kan beräknas enligt teori för tunnväggigt rör. Styvheten blir:

$$S_s = \frac{E_s}{a^2} t$$

där E_s betecknar sprutbetongens elasticitetsmodul.

Brottlasten vid yttre belastning är där σ_{cs} är

$$p_s^{\max} = \frac{1}{2} \sigma_{cs} \left[1 - \left(\frac{a-t}{a} \right) \right]^2$$

den enaxiella tryckhållfastheten hos sprutbetongen. Denna parameter, liksom E_s , kan avsevärt höjas genom inblandning av stålfibrer i sprutbetongen.

Det vanligaste är att belastningen på sprutbetongen delvis överförs på samverkande bultar.

5.6.2 Bultar

Bergbultar kan sättas lokalt för att stabilisera bergblock och kallas då selektiva bultar, men även i bestämda rutnät som systembultar. Den vanligaste bulten är den ingjutna bulten, även kallad slakbult. Denna bult deformeras lika med berget och fungerar mekaniskt mer som en armering av berget än som en reaktionskraft mot bergblocket. Den ändförankrade bulten är inte ingjuten i hela sin längd, vilket gör den korrosionsbenägen. Den används mest för lokal och temporär säkring av bergblock.

Den vanligaste förstärkningsmetoden för bergkonstruktioner är sprutbetong och bultar i samverkan. I samverkan är den viktigaste funktionen för bultarna är att via bultbrickor vara upplag för sprutbetongskiktet.

För ändförankrade bultar med längden L och diametern d , satta som systembultar i ett rutnät $s_1 \times s_2$, kan styvheten tecknas:

$$S_b = \frac{\pi d^2}{4} \frac{E_b}{L} \frac{1}{s_1 s_2} \frac{1}{\lambda}$$

där E_b är bultstålets elasticitetsmodul och λ är en faktor mellan 2–4, bestämd vid utdragsförsök på ingjutna bultar. Härur bestäms också brottlasten vid yttre belastning:

$$p_b^{max} = \frac{utdragslast}{s_1 s_2}$$

5.7 FÖRSTÄRKNINGS-BEDÖMNING MED NUMERISKA BERÄKNINGS-METODER

Analytiska lösningar av bergmekaniska problem kräver kraftiga förenklingar av verkligheten, t.ex. cylindriskt tvärsnitt, isotropa (hydrostatiska) primärspänningar, idealiserad hållfasthet med flera.

Sådana förutsättningar gäller dock mycket sällan för bergkonstruktioner. Spänningsfältet är vanligen starkt anisotropt, tunneln är inte cylindrisk, bergslänten är ej helt plan och bergmassans egenskaper varierar i rymden.

För att komma runt begränsningarna hos de analytiska verktygen har ett antal numeriska beräkningsmodeller utvecklats, såsom FLAC, UDEC, PHASES, DIPS, UNWEDGE lägg till några moderna metoder, med flera. Dessa bygger på elementuppdelning av tvärsnittet, vilket gör att materialegenskaperna kan beskrivas och - i ett nästa steg - de erforderliga förstärkningarna uppskattas.

Såväl elastiska som elastoplastiska last-deformationssamband kan användas för att beskriva mjuka bergmassor. För hård berggrund kan block och sprickor behandlas separat. Primärspänningar kan införas som randvillkor på modellen. Komplicerad geometri utgör ingen svårighet.

Vid användning av numeriska beräkningsmodeller krävs information om bergmassans mekaniska egenskaper för att få korrekta ingångsparametrar i modellen. Som regel har man endast tillgång till data från bergkärnor som är en begränsad "stickprovsinformation". Som nämnts gäller denna information, på grund av skaleffekter, inte för hela bergmassan. Storskaliga tester förekommer sällan.

Användningen av numeriska beräkningsmodeller har revolutionerat bergmekaniken. Även om det praktiska användandet är relativt enkelt krävs det dock en god allmänkunskap om och förståelse för de bakomliggande teorierna, för ett korrekt användande av modellerna.

5.8 FÖRSTÄRKNINGS-BEDÖMNING MED KLAS-SIFICERINGSSYSTEM

Med hjälp av klassificeringssystem som beskrivs i avsnitt 6 kan man bedöma stabilitet och förstärkningsbehov hos tunnlar och bergslänter i olika bergmassor. Dessa metoder är empiriska, vilket innebär att de inte bygger på beräkningar utan på systematiserad erfarenhet från tidigare utförda anläggningar i berg.

Eftersom klassificeringssystemen i sig beaktar de mekaniskt avgörande parametrarna finns det en möjlighet att utnyttja RMR, Q och GSI för bedömningar av bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Skjuvhållfastheten hos bergmassor kan exempelvis beskrivas med Mohr-Coulomb's eller Hoek & Brown's brottvillkor, där ingångsparametrarna kan bedömas med de nämnda klassificeringssystemen. Med hjälp av dessa klassificeringssystem kan även deformationsmodulen skattas. Detta beskrivs vidare i avsnitt 6.3 nedan.

6. Bergklassificering och bedömning av förstärkningsbehov

I ett nytt bergprojekt är det en fördel att tidigt kunna bedöma bergmassans mekaniska egenskaper och det troliga förstärkningsbehovet. Detta kan man göra genom att dra erfarenheter från liknande projekt som redan utförts. Skapas en erfarenhetsbank utifrån genomförda projekt kan man ur denna studera kopplingen mellan geologiska förhållanden som bergmassa, spänningar, grundvatten och strukturer och byggtekniska frågeställningar. Även problem med sprängbarhet, förstärkning och tätning kan analyseras. Geologiska förutsättningarna är dock olika från plats till plats. Även om man har data från ett tidigare projekt i ett till synes snarligt geologiskt område så måste ändå geologin i det aktuella området undersökas och klassificeras.

Erfarenhetsöverföringen har tidigare stött på praktiska problem, ofta för att dokumentationen från äldre bergprojekt inte varit fullständig eller varit svåråtkomlig för bergprojektörer. Bergmassor är komplicerade strukturer med potentiellt stora lokala variationer, med egenskaper som definieras av ett stort antal parametrar som har betydelse för byggbarheten.

De moderna klassificeringssystemen har tillkommit för att överbrygga dessa svårigheter. Systemen bygger på emperi, det vill säga erfarenheter från ett stort antal bergprojekt, oftast tunnlar, där bergförhållanden är dokumenterade. Även dokumentation från bergundersökningar för mer ytnära anläggningar, såsom bergslänter och fundament på berg, har legat till grund för framtagning av klassificeringssystemen. Berget beskrivs för sådana anläggningar med parametrar som skiljer sig något från de som används för tunnlar, berggrum och schakt.

Gemensamt för systemen är att man genom att bedöma ett antal bergparametrar för den planerade tunneln kan komma fram till ett kvalitetstal som kan jämföras med motsvarande tal för redan byggda tunnlar. Härur görs en prognos för den nya tunnelns förstärkning. Detta kan göras tidigt i projektet, redan när kärnkartering utförts, se avsnitt 4. Under

byggnadstiden ökar kunskapen om berget genom kartering av berget och klassificeringen kan uppdateras. Avsikten är att söka trender som gör att omfattningen av förstärkningen kan justeras.

I detta avsnitt beskrivs de bergklassificeringssystem som idag oftast används inom bergbyggnadstekniken. Ibland använder man flera system parallellt för att komma fram till en säkrare bedömning av bergmassans karaktär.

6.1 KLASSIFICERINGS-SYSTEM

6.1.1 RQD – Rock Quality Designation

Ett enkelt mätetal för bergkvalitet är graden av sprickighet i den upptagna bergkärnan.

RQD definieras som *procentandelen kärnbitar längre än 10 cm i förhållande till ett helt kärnupptag* (normalt 1,5 m eller 3 m), se Fig 6.1.

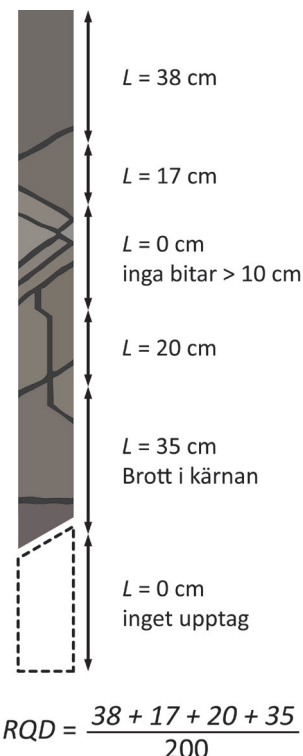


Fig 6.1 Definition av RQD på en kärna av längden 2 m.

Bergkvaliteten anges som:

ROD	Bergkvalitet
90-100	Mycket bra
75-90	Bra
50-75	Relativt dålig
25-50	Dålig
0-25	Mycket dålig

RQD tar inte hänsyn till viktiga sprickfaktorer som råhet, fyllnad och orientering. RQD beskriver därmed inte bergförhållandena fullt ut men parametern kan vara värdefull att använda för att få en övergripande uppfattning om ett visst bergavsnitts sprickighet.

6.1.2 RMR – Rock Mass Rating

RMR-metoden bygger på sex poängsatta bergparametrar: RQD, punktlastindex I_s , sprickors egenskaper, avstånd och orientering samt grundvattenförekomst. Parametervärden och poäng kan läsas i en tabell. Summan av poängtal, RMR-talet, upp till 100, är ett mått på bergkvaliteten och ger indikationer på förstärkningsbehovet enligt tabellen:

RMR	Bergklass	Bergkvalitet
81-100	I	Mycket bra
61-80	II	Bra
41-60	III	Relativt dålig
21-40	IV	Dålig
< 21	V	Mycket dålig

RMR-systemet tar hänsyn till bergsprickornas orientering i förhållande till tunnelns drivningsriktning samt till grundvattnets inverkan på stabiliteten. Om dessa två faktorer nollställs får man ett "basvärde" på RMR som kan användas för förstärkningsbedömningar. Kopplat till RMR-värdena finns en kortfattad rekommendation av hur en tunnel kan förstärkas. Denna del av RMR-metoden är anpassad för lokala förhållanden och inte allmängiltig vilket minskar användbarheten.

6.1.3 Q – Rock Tunneling Quality Index

Q-metoden bygger på poängsättning av sex bergparametrar och talet Q räknas fram som produkten av tre kvoter mellan de ingående parametrarna enligt:

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

Kvoterna representerar ungefärligen blockstorlek, egenskaper hos blockens sidoytor (bergsprickor) respektive effektivspänningen på blocken.

Förklaring/beskrivning av J-parametrarna och deras siffervärden erhålls genom tabeller. SRF är en faktor som sänker Q, bland annat vid spänningsproblem i berget (sänkning med en faktor 2-5) eller vid förekomst av korsande sprickzoner (sänker med en faktor 5-10). Det är inte alltid man har uppgifter om J_w eller SRF. Om så är fallet sätter man kvoten längst till höger till 1 och anger istället att Q-värdet är så kallat Q_{bas} . Detta basvärde kan användas för förstärkningsbedömningar.

Bergkvaliteten för tunnelbyggande kan uttryckas på basis av det framräknade värdet av Q enligt;

Q	Bergkvalitet
40 - 100	Mycket bra
10 - 40	Bra
4 - 10	Relativt dålig
1 - 4	Dålig
0.1 - 1	Mycket dålig

Q-metoden har utvecklats till ett helt system för bedömning av förstärkningsinsatser för tunnlar med bergbultar och sprutbetong. För att anpassa åtgärderna till användningen av tunneln och den önskade säkerheten mot stabilitetsproblem, används en ekvivalent dimension D_e av öppningen. Denna storhet, tillsammans med kvalitetstalet Q, anger vilka förstärkningsåtgärder som behöver sättas in för att varaktigt säkerställa tunnelns stabilitet, så kallade permanentförstärkningar.

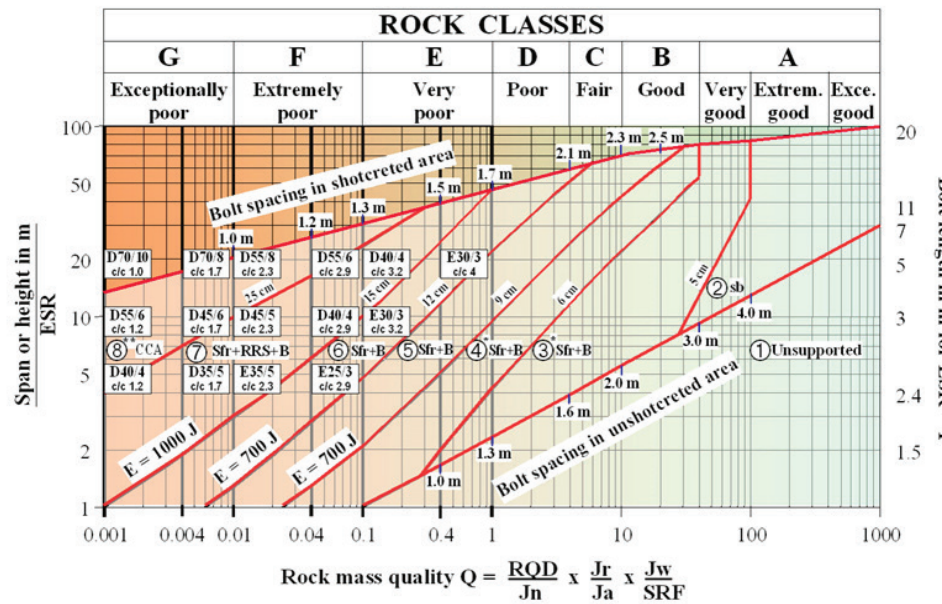
Förstärkningarna kan läsas ur diagrammet på Fig. 6.2 som bygger på dokumenterad bergförstärkning i form av bergbult och sprutbetong (armerad eller oarmerad). Sprutbetongens tjocklek samt c/c-avstånd och längd på bultarna kan läsas ur diagrammet.

Enda undantaget från förstärkning med sprutbetong och bult är vid tunnlar med mycket stora spännvidder i extremt dåligt berg ($Q < 0.1$), där betongingjutning krävs.

En kritik som riktats mot Q-metoden är att den inte direkt tar hänsyn till bergmaterialets hållfasthet eller till riktningen hos korsande sprickplan, vilket RMR-metoden gör. Indirekt kan dock dessa faktorer räknas in i faktorn SRF.

Q-metoden ställer relativt höga krav på förundersökningen eftersom man förutom bergmassans egenskaper också ska bedöma såväl spänningstillstånd som grundvattenförhållanden. Ofta används därför Q_{bas} som ett alternativ till Q.

Fig. 6.2. Rekom-menderad berg-förstärkning enligt Q-metoden. De inrin-gade siffrorna anger förstärkningstyper från oförstärkt till betongingjutning.
Källa:
Palmström&Stille
(2010)



6.1.4 GSI – Geological Strength Index

GSI-metoden bygger huvudsakligen på en okulär bedömning av den bergmassa man ska klassificera. En bedömning av bergmassan genom förundersökningar som kartering och bedömning av sprickbilden kan också ligga till grund. Informationen används för en jämförelse med upprättade diagram, se Fig. 6.3, för att karaktärisera bergmassan. Metoden har utvecklats från blockiga, hårda bergmassor till att gälla även metamorft, skivigt berg som sedimentgnejs och skiffer.

Diagrammen för GSI-bestämning har två axlar, representerande sprickornas ytkvalitet (x-axel) och bergmassans struktur (y-axel). Skärningspunkten mellan x och y ger GSI-värdet. Detta värde kan användas för att bedöma bergförstärkningar och som ingångsvärde i empiriska formler för bergmassans mekaniska egenskaper.

6.2 BEDÖMNING AV STABILITET OCH FÖRSTÄRKNINGSBEHOV

Dessa bedömningar görs normalt i projekteringskedet och är en prognos. Det innebär att verifiering under själva produktionsskedet av de verkliga förutsättningarna behöver genomföras och jämföras med de förutsättningar som prognosen byggde på. Utifrån den jämförelsen

kan föreslagen bergförstärkning behöva ändras. Observera att metoderna är empiriska och bygger på tidigare erfarenhet och att de inte alltid är ”optimala” när det gäller förstärkningsinsatser. Det finns alltid en risk för konservatism ledande till överförstärkning när man använder metoderna.

6.2.1 Tunnel

När man använder klassificeringsmetoderna bör man indela tunneln i delsträckor med ungefär likartade bergförhållanden. För respektive delsträcka görs en bedömning av de ingående parametrarnas variation samt troliga max- och min-värden för RMR och Q och därmed förstärkningsinsatserna.

Under byggnadstiden görs observationer av bergförhållandena direkt i tunneln och redovisas som en tunnelkartering. I tunnelkarteringen ingår de bergparametrar som är underlag för bergklassificering och utgör därmed en grund för en slutlig bestämning av RMR och Q.

Skulle tunnelkarteringen avvika mycket från prognosen som gjordes i projekteringskedet korrigeras de prognosticerade förstärkningarna löpande under arbetets gång.

6.2.2 Bergslänt

Det är relativt ovanligt att bergklassificeringsmetoder används för att bedöma bergslänters stabilitet. Ett undantag är Q-slope, en anpassning av Q-metoden för tunnelstabilitet som visades i 6.1.3.

GSI Geological Strength Index (översatt från Hoek & Karzulovic, 2001, Hoek et al, 2002 och RocScience, 2014a)		SPRICKORS YTKVALITET				
STRUKTUR		VÄLDIGT BRA - Våldigt rå, flera ej vittnad sprickor.	BRA - Få, obetydligt vittnad, svagt målrigad sprickor.	ACCEPTABEL - Står, måttligt vittnad och ovanvänd yta.	DALIG - Glatt, mycket vittnad sprickor med kraftig yrbeläggning / fyllning / kantiga fragment.	VÄLDIGT DALIG - Glatt, mycket vittnad sprickor med mjuk lebeläggning eller sprickfyllnad.
MINSKANDE YTKVALITET		MINSKANDE LÄSNING MELLAN BLOCK				
	INTAKT ELLER MASSIV Intakt bergprov eller massivt berg in- situ med få sprickor och stort sprickavstånd.	90	80		N/A	N/A
	BLOCKIG Väl fastlåsta kubiska block i icke tektoniskt påverkad bergmassa med tre sprickgrupper.		70			
	VÄLDIGT BLOCKIG Många fastlåsta block formade av fyra eller fler sprickgrupper i en delvis tektoniskt påverkad bergmassa.		60			
	BLOCKIG/PÅVERKAD Förkastad och/eller veckad bergmassa med kantiga block formade av många sprickgrupper.			50		
	DESINTEGRERAD Svagt fastlåsta block i en kraftigt uppsprucken bergmassa med blandning av kantiga och rundade block.			40		
	SKIKTAD/FOLIERAD Skiktad och tektoniskt skjuvad bergmassa. Avsaknad av blockighet p.g.a. dominerande skiffrighet.			30		
				20		
				10		
		N/A	N/A			

Notera: (i) N/A = Ej tillämpligt (eng. "not applicable")

Fig. 6.3 Karaktärisering av bergkvalitet med GSI för blockiga bergmassor. Källa: TRV 2019:062

Med Q-slope kan tillåtna lutningar i oförstärkta skärningar prognosticeras med bergmassans egenskaper som ingångsdata. I uttrycket för Q-slope

$$Q_{slope} = RQD/J_n \cdot J_r/J_a \cdot J_{wice}/SRF_{slope}$$

är de två första termerna desamma som i Q-metoden, medan parametrarna i den sista termen getts andra betydelser. J_{wice} är en faktor som tar hänsyn till omgivningsfaktorer som erosion och issprängning. Spänningsreduktionsfaktorn SRF tar hänsyn till släntens fysiska kondition, spänningar och brott i slänten samt till förekomst av större svaghetszoner. Med metoden kan den största släntlutningen (i grader) som blir stabil utan förstärkning uppskattas till

$$B = 20 \cdot 10 \log Q_{slope} + 65$$

Metoden ger inga anvisningar till hur förstärkningsbehovet kan bedömas i brantare slänter i olika bergmassor.

6.3 BEDÖMNING AV BERGMASSANS MEKANISKA EGENSKAPER

6.3.1 Deformationsmodul via RMR och Q

Det genomförs sällan mätningar av bergmassans mekaniska egenskaper i stor skala. Men eftersom klassificeringsmetoderna innehåller bergparametrar som kan beskriva förstärkningsbehov har de visat sig också kunna spegla olika bergmassors mekaniska egenskaper mer generellt, såsom deformationsmodul och hållfasthet.

Fig. 6.4 visar i grafisk form ett antal bestämmningar av bergmassors deformationsmodul uppmätta med försök i fält samt tre kurvpassningar med RMR resp. Q. Sambandet.

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

verkar ge en acceptabel passning mellan RMR och de fältbestämda E_m -värdena. I litteraturen kan man även finna samband för deformationsmodulen där GSI används som ingångsparameter och där hänsyn tas till graden av skada på berget som sprängningen orsakat.

6.3.2 Bärighet hos fundament

Bärigheten i praktisk tillämpning avser hur eftergivligt ett fundament är vid belastning, snarare än gränslasten när det går till brott. Med hjälp av samband mellan bergklassificering och deformationsmodul kan man göra

bedömningar av vilka förstärkningar som behöver göras av bergmassan för att exempelvis minska sättningarna i grundplattor på berg.

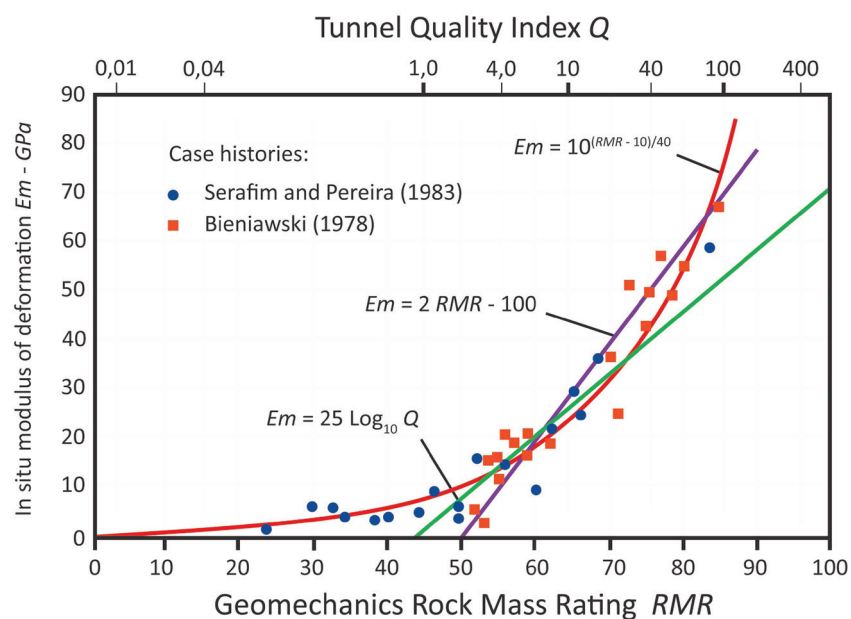
6.3.3 Skjuvhållfasthet via GSI

Det idag mest använda uttrycket för en bergmassas hållfasthet är Hoek-Browns brottvillkor, som uttrycker den största tillåtna huvudspänningen

$$\sigma_{1s} = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

I formeln är σ_{1s} och σ_3 huvudspänningarna vid brott och σ_{ci} är en bergkärnas enaxiella tryckhållfasthet. Konstanterna m_b , s och a

Fig. 6.4 Bergmassans deformationsmodul enligt fältmätningar och anpassning till RMR och Q.



styrts av bergmassans egenskaper. Dessa konstanter värden kan uppskattas med formler där GSI är en ingångsparameter och där även hänsyn tas till graden av skada på berget som sprängningen orsakat.

7. Bygg- och underhållsmetoder för bergkonstruktioner

De metoder som idag används för att bygga i berg har ofta utvecklats inom gruvtekniken. Den starka utvecklingen av teknik, maskiner och material för bergbyggandet är också kopplad till det stora behov av billiga och snabbt byggda tunnlar som krävdes vid utbyggnaden av vattenkraft under perioden 1940-80. Vårt sekels utveckling av bergbyggnadstekniken med exempelvis digitaliserade riggas och moderna sprängmedel skedde dock mer eller mindre utanför kraftverksbyggandets område och kan kopplas till infrastrukturutbyggnaden i landet. Dock är gruvnäringen fortsatt en stark drivkraft för modern bergbyggnadsteknik i Sverige.

I detta avsnitt beskrivs några av de vanligaste metoderna för att skapa konstruktioner i berg, liksom metoder för att förstärka och tätas berget.

En viktig faktor att beakta vid undermarksbyggande är det långsiktiga underhållsbehovet. Då den ackumulerade kostnaden för detta är ofta större än själva byggkostnaden för en berganläggning kan det vara lönsamt att höja kvaliteten på anläggningen från början.

7.1 SPRÄNGNING

Bergsprängning är den dominerande uttagsmetoden för berg ovan och under mark och omfattar arbetsmomenten borrhning, laddning, detonering, lastning/transport samt driftförstärkning.

Den vanligaste och enklaste drivningsmetoden är pallsprängning, som förekommer allmänt för bergslänter ovan jord men även används vid större tunnlar. Den innebär sprängning av vertikala eller horisontella borrhål i en eller flera rader emot en fri yta, ståndarpall respektive liggarpall. Vid pallsprängning utgår man ifrån att bottendelen av borrhålet, som är mest inspänd, fordrar en viss extra laddning kallad överladdning för att berget skall brytas loss. Hålet utanför bottendelen, kallad pipdelen, kräver betydligt lägre laddningskoncentration för utslag. Hålsättningen för en ståndarpall visas i Fig.7.1.

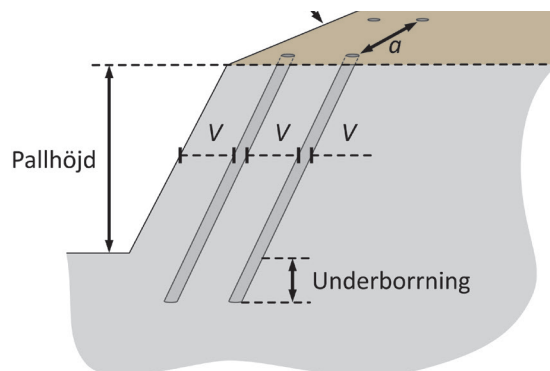


Fig.7.1 Bergborrhål för en ståndarpall.

Upp till 80 m² stora tunnlar i svenskt urberg utan större sprickzoner drivs ofta med hel gavel. Om tunneln har större area delas drivningsarbetet upp. Först driver man takpartiet, kallad takorten, varefter återstoden av arean tas ut med pallsprängning. Denna metod ger snabb och billig drivning eftersom man har två oberoende platser att arbeta på och kan undvika driftstopp.

När man spränger en tunnel borrar man ett antal borrhål i gaveln, kallad stuffen, i ett bestämt mönster. Sprängningstillfällena kallas salvor och vid varje salva når man en viss framflyttning eller indrift av tunnelgaveln. Indriften blir 10-30 cm kortare än salvhålets djup, beroende på att sprängningen inte spräcker berget längst in vid hålbottenarna.

Den fria ytan är vid tunneldrivning vinkelrät mot drivningsriktningen i motsats till vad som är fallet vid palldrivning av exempelvis bergslänter.

Vid borrhningen använder man en borr med en effektiv längd som är lika med det önskade håldjupet. Moderna borraraggregat, kallade jumbos, har flera bommar för borrhning av ett antal salvhål samtidigt, se Fig. 7.2

Fig. 7.2 Tunnelborrningsaggregat (jumbo).
Foto: Epiroc.

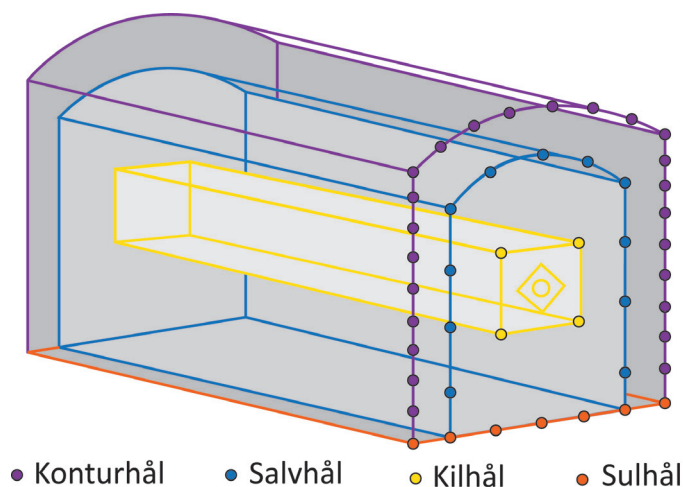


Eftersom berget är inspänt, måste borrhningen och sprängningen göras så, att man först skapar en öppning med fri yta att skjuta mot och med tillräckligt expansionsutrymme för det lossprängda berget. Öppningen kan vara en kil eller ett grovhål. Genom att spränga i intervall ökar man successivt det tillgängliga utrymmet. Borrhålen i en tunnelsalva har olika funktioner, se Fig. 7.3

Skrotningen innebär att löst hängande block och ”bomt” berg tvingas att falla ner. För detta arbete används långa spett eller hydrauliska skrotningsmejslar.

Vid tunnel- och bergrumsbyggande är den helt dominerande lastmaskinen den dieseldrivna hjullastaren. Genom sin konstruktion kan den

Fig. 7.3 Borrhålstyper i tunnelsalva.



Bergrum drivs normalt så, att man går med lutande tunnel, kallad arbetstunnel eller ramp, till de olika drivningsnivåerna i bergrummet och driver in tvärtunnlar in på respektive nivå. Därefter tar man ut takpartiet och underliggande pallar.

Rensning av bergytan kallas skrotning och utförs direkt efter salvan och är en förutsättning för att personal skall kunna röra sig under det nyss utsprängda tunneltaket eller invid en bergslänt.

användas som ”gräva-bär”-maskin vid de korta transportsträckor som blir aktuella. För uttransporten används vanligen vanliga lastbilar som trafikerar nedfartstunneln.

7.2 TUNNELBORRNING MED TBM

Med en TBM (Tunnel Boring Machine) borrar tunneln till full profil i ett steg. TBM-maskiner finns med diametrar upp till ca 19 m, för hårt berg upp till ca 9 m. I Fig. 7.4 visas till vänster



Fig. 7.4 Borrhuvud på osköldad tunnelborrningsmaskin (TBM)

en bild på borrhuvudet på den vattenskyddade (sköldade) TBM som borrade Citytunneln i Malmö i medelhård kalkstensgrund.

Borrhuvudet består av en plan eller svagt konformad platta på vilken monteras skärrullar, kallade *disc-cutters*. När borrhuvudet roterar och samtidigt trycks mot berget blir trycket från rullarna så stort att berget krossas.

Det finns sköldade och osköldade maskiner beroende på vattenföring samt hur uttransport av krossat berg sker.

markytan ner till en tunnel. Linan får sedan löpa uppifrån från ett av hålen och sedan upp genom ett andra hål. Motorn kan placeras på markytan eller nere i tunneln. När en sida är sågad flyttas linan till motsatt sida och så vidare tills hela schaktet är utsågat. Bergkärnan tas ut nerifrån tunneln i hanterbara bitar.

Vid uttag av tunnlar läggs ett antal sågsnitt intill varandra för att bilda en tunnelvägg eller ett tunneltaktak. Metoden används ibland vid passage av svaghetszoner i tunnlar känslig innerstadsmiljö.

7.3 LINSÅGNING

Linsågning är en alternativ uttagsmetod för att skapa skärningar samt schakt och tunnelprofiler i bergpartier utan att skapa vibrationer och sprängskador. Principen är att låta en diamantförsedd lina i form av en wire löpa mellan borrhål i berget och runt den del av berget som skall avlägsnas. Ändarna på denna lina kopplas ihop och bildar en sluten slinga som dras runt av en motor. Linan kyls med vattenspolning som också avlägsnar kax i borrhålen. Efter ca 4-6 tim sågning måste en ny lina sättas in. Figur 7.5 visar principen för linsågning av berg. Det normala är att linan dras nerifrån och upp i berget. Men det går också att såga genom att linan trycks nedåt mot berget med hjälp av stänger och löphjul i borrhålen.

Vid schaktsänkning borrar fyra hål från

7.4 SPRÄCKNING

Med ett spräckningsverktyg som förs ner i borrhål i berget kan man åstadkomma så stora krafter på berget att detta spräcks, se Fig. 7.6. Frånsett borringen störs inte omgivningen av vibrationer och ljud från sprängning. Bilden visar en utrustning kallad Darda som lämpar sig för mindre spräckningsarbeten exempelvis av block och mindre bergplintar. För större arbeten finns bandvagnsmonterade spräckningsutrustningar.

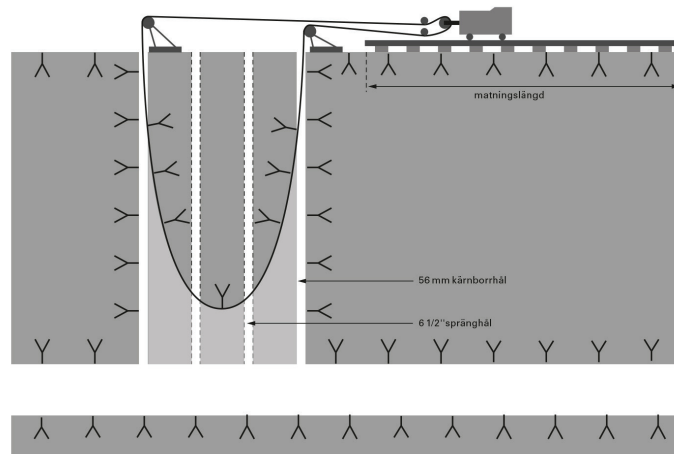


Fig 7.5 Arrangemang för linsågning av berg.

7.5 BERGFÖRSTÄRKNING

7.5.1 Injektering

Injektering av berg utförs av två skäl, *tätning och förstärkning*. När tunnlar byggs i stadsmiljö är den viktigaste funktionen att tätatunneln mot inläckning av grundvatten. Injektering beskrivs närmare i avsnitt 8.

7.5.2 Sprutbetong

Sprutbetongförstärkning innebär att en betongmassa sprutas mot ett underlag med hjälp av tryckluft. Med utgångspunkt från produktionssättet kan metoden indelas i torrsprutning och våtsprutning. Sprutbetong kan utföras som oarmerad, armerad och fiberarmerad.

Vid torrsprutning transporteras en torr eller nästan torr cement/sandblandning via slang till sprutmunstycket, där vatten tillsätts. Metoden används idag framförallt i samband med underhållsarbeten, och när tunnarnas geometri eller inredning ger begränsad tillgänglighet och långa slangtransporter.

Vid våtsprutning pumpas färdigblandad betongmassa inklusive vatten genom slangar till

munstycket, där tryckluft tillsätts. Betongmassan komprimeras när den träffar underlaget så att ingen ytterligare bearbetning behövs. Metoden har högre kapacitet än torrsprutning och tjockare skikt kan sprutas.

7.5.3 Bultning

Bergbultar kan efter sitt funktionssätt indelas i tre huvudgrupper;

- Ingjutna bultar (slakbultar)
- Förspända, ändförankrade bultar
- Friktionsbultar

Det finns även några bultar som kombinerar dessa funktionssätt.

Bergbultar som inte är förspända är i allmänhet ingjutna i hela sin längd och benämns slakbult. Dessa bultar är lämpliga som permanentförstärkning, då de är helt rostskyddade genom ingjutning.

Bultämnet till slakbultar är vanligen klippta kamjärn. Bulten förses ofta med ytförankring i form av bricka för att säkra ytberget eller för att samverka med sprutbetong. Bulten gjuts in med tjock cementpasta med några etablerade metoder.



Fig. 7.6 Bergspräckningsutrustning
Källa: Darda

Bärförmågan ökas och deformationerna reduceras genom om man vid monteringen ger bulten en dragkraft. En *förspänd bergbult* är förankrad i borrhålets botten och spänns upp med mutter och bricka i bultens ytterände. Förankringen av bulten i borrhålet kan åstadkommas med slitsar, expanderar, eller polyestertpatroner. Det finns bergbultar som kombinerar verkningsätten hos slaka och förspända bultar, även kallade *friktingsbultar*.

Bergunderhållet bör ses i ett livslängdsperspektiv och ta med kostnader från projektidé till avslutad drift av anläggningen. För en trafiktunnel kan livslängden röra sig om 100 år eller mer medan en sprängd bergslänt kan behöva stå kvar mycket länge. Under driftstiden ska de ackumulerade underhållskostnaderna på berg, förstärkningar och tätningar vara så små som möjligt.

7.6 UNDERHÅLL

Med *bergunderhåll* avses arbeten på de framsprängda bergytorna, på bergförstärkningarna och på anordningarna för vattenkontroll:

Samtliga dessa bergtekniska system påverkas under bergkonstruktionens livslängd av nedbrytningsprocesser och kräver löpande underhåll för att tunnelns eller släntens stabilitet och funktion inte skall äventyras.

Driftstopp som orsakas av okontrollerade ras eller vattenproblem kan bli mycket problematiska och kostsamma och kan innebära personfara. Underhållet skall förebygga denna typ av dramatiska händelser och måste planeras noga. Vidlyftiga underhållsprogram med överdrivet tät frekvens är dyra och ger stora driftsstörningar och bör undvikas. Det gäller att finna ett optimum, där en god funktion säkerställs under hela drifttiden till lägsta möjliga kostnad.

Efter viss tid har nedbrytningsprocesserna lett till att systemen måste repareras eller bytas ut. Felen upptäcks vid underhållsinspektioner och rättas till vid underhållstillfällena. Frekvensen för inspektioner och underhållsarbeten bestäms av den tekniska livslängden för de geotekniska och bergtekniska systemen samt av kraven på kvalitetsnivå hos förstärkningar och tätningssystem. Denna nivå avgörs i hög grad av anläggningens funktion och användningssätt. En tunnelbanetunnel med hundratusen besökare per dag eller en brant bergskärning invid en motorväg kräver till exempel betydligt högre säkerhet mot ras än en avloppstunnel där ingen vistas.

8. Hydrogeologi i bergbyggande

Denna text är en redigerad form av en fullödigare framställning författad av Åsa Fransson och Christian Butron.

8.1 INLEDNING

Kunskap om hydrogeologi i bergbyggande behövs både för projektering och byggande av bergkonstruktioner men också för uppföljning och hantering av dessas omgivningspåverkan. Fig. 1.5 visar en typisk lagerföljd med berggrunden och överlagrande jord i landområden i Sverige. Topografi och egenskaper för bergmassan och jordlagren är en konsekvens av områdets geologiska historia som beskrevs i bokens första avsnitt. Med tekniska åtgärder som exempelvis injektering, spont och jet-grouting eller lining, kan berganläggningar, tunnlar eller schakt tätas mot grundvatten. Baserat på geologi och hydrauliska egenskaper i jord och berg kan grundvattennivåer och inflöde skattas och modelleras både med och utan tätande konstruktioner. I ett bergbyggnadsprojekt kan man göra beskrivningar och analyser som relaterar till hydrogeologi i samverkan mellan bergtekniker, hydrogeologer och geotekniker.

Om en tunnel eller ett schakt byggs i berg eller i en övergång mellan jord och berg enligt Fig. 8.1 så kan de vattenförande delarna av berget (ofta sprickzonerna) ha god kontakt med jordlagren av morän och lera. Man måste kunna beskriva berget och jordlagren för att utforma tätningen och förstå omgivningspåverkan och risken för skada. Känsliga jordlager kan kräva omfattande tätning av bergmassan men även skyddsåtgärder. Grundvattennivåer och -flöden påverkar med andra ord designen av geokonstruktioner och byggnadsverk i och under mark. Hydrogeologin är därför en viktig del av bergbyggandet.

8.2 GEOLOGI OCH HYDRAULISKA EGENSKAPER

Förenklat kan en bergmassa beskrivas med deformationszoner (sprickzoner) och mellanliggande partier av intakt berg. Det ytliga berget visar sig ofta vara mer sprickrikt än berget på djupet. Vanliga jordlagerföljder i vårt land är, se Fig. 1.5:

- morän på berg
- svallsediment på morän på berg
- lera på morän på berg (överlagrat av svallsediment)
- isälvsmaterial (underlagrat av morän och/eller överlagrat av lera).

Deformationszoner, stora sprickor, isälvsmaterial, morän överlagrad av lera och ytliga svallsediment kan förväntas utgöra de mer vattenförande delarna av det hydrogeologiska systemet.

Centralt för det hydrauliska beteendet för både berg och jord är om de vattenförande systemen kan betraktas som slutna eller öppna enheter, så kallade akviferer. För en öppen akvifer som svallsediment på morän eller enbart morän, kommer avsänkningen och det påverkade områdets storlek att balanseras av den hydrauliska genomsläppligheten (konduktiviteten) och av nederbörden. En sänkning av grundvattennivån i en öppen akvifer innebär att porvolymen där töms. I slutna akviferer kommer trycket att sänkas. Även relativt små volymer vatten som flödar in i en bergtunnel från en morän som överlagras av lera (sluten akvifer) kan resultera i en stor sänkning av trycknivån i leran med sättningar som följd.

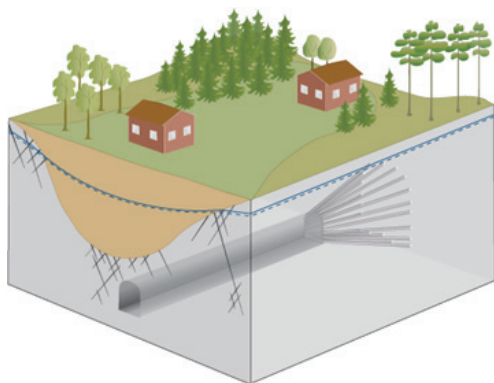
På samma sätt som grövre sediment som isälvsediment eller morän på berg som ligger under ett sedimentlager av lera transporterar mest grundvatten i denna jordlagerprofil är deformationszoner och stora sprickor de delar som huvudsakligen transporterar vatten i berg.

8.3 TÄTNING AV GEO-KONSTRUKTIONER

Konstruktioner i berg och i övergångar mellan jord och berg utgörs vanligen av schakter eller tunnlar. När konstruktionen skär igenom de dominerande vattenförande geologiska formationerna påverkas både inflöde och tätningsåtgärd. Här krävs hydrogeologisk planering för utförandet.

Tätning av en tunnel i berg görs ofta med injektering där injekteringshål borrar runt tunnelns periferi, se Fig 8.1. Från borrhålen pumpas injekteringsmedel in i sprickor och hålrum för att minska bergets förmåga att transportera vatten. Man sänker på detta vis den hydrauliska konduktiviteten. Vid svåra tätningsförhållanden kan tunnlar förses med en tät konstruktion mot berget som kallas lining. En tidig bedömning av vad som krävs för en specifik konstruktion på en viss plats kräver förankring både i hydrogeologi, geoteknik och bergteknik.

Tätning för ett schakt i en jord-bergövergång, exempelvis svallsediment avsatta på morän på berg, kan som Fig. 8.2 visar göras med spont.



Ofta kompletteras denna med jet-grouting för tätning av jordlagret nära spontens underkant och in i berget. I det fall berget innehåller sprickor som kan ge grundvattenströmning under spontan och jetpelarna, kan även ridåinjektering av schaktbotten på insidan av spontan behöva göras i berget.

I de fall det framsprängda golvet i en tunnel eller schakt kan förväntas medföra oönskade flöden och tryckförluster i grundvattensystemet, kan efterinjektering i form av botteninjektering krävas som komplement till övrig injektering. Av samma anledning kan efterinjektering också behöva utföras i framsprängda bergterrasser och skärningar.

8.4 GRUNDTVATTEN-NIVÅER OCH INFLÖDE TILL BERGANLÄGGNINGAR

Förenklat kan en tunnel eller en schakt beskrivas som en cirkulär, långsträckt öppning i berg. Under antagande om radiellt eller endimensionellt flöde till anläggningen, kan olika ekvationer för flödet användas beroende på om akviferen är öppen eller sluten. Det radiella inflödet till en injekterad tunnel, q_{inj} [m³/s/m], kan uppskattas som

$$q_{inj} = \frac{2\pi KH}{\ln\left(\frac{2H}{r_t}\right) + \left(\frac{K}{K_{inj}} - 1\right)\ln\left(1 + \frac{t}{r_t}\right) + \delta}$$

I denna formel är K och K_{inj} är hydraulisk konduktivitet innan och efter injektering, H och r_t är tunnelns djup (grundvattnets trycknivå) och tunnelns radie, och t den tätade zonens utbredning. Parametern δ beskriver systemets "skin", det vill säga tryckförluster i systemet som exempelvis kan bero på omättat flöde eller spänningsomlagring. Ett stort djup och en hög konduktivitet innebär, som ekvationen visar, ett stort inflöde.

För det tekniska utförandet är det viktigt att ha kunskap om de vattenförande strukturer i bergmassan och om de kan förväntas skära tvärs eller löpa längs tunneln. Det första fallet kan innebära lokal, *selektiv tätning*; det andra kan kräva kontinuerlig och *systematisk tätning*. Grundvattenbildningen i berget påverkas, förutom av de hydrauliska egenskaperna av massbalansen mellan grundvatten som tillförs, tas bort eller lagras i sprick- eller porsystemet. Den hydrauliska konduktiviteten kan skattas med hjälp av data från vattenförlustmätningar och andra hydrauliska tester.

8.5 INJEKTERINGSTEORI

En viktig parameter för utformning av såväl injekteringsskärmar som ridå- och botteninjektering är injekteringsmaterialets maximala *inträngningslängd* I_{max} , som uttrycks som

$$I_{max} = \frac{\Delta p b}{2\tau_0}$$

Inträngningslängden är beroende av *injekteringsövertrycket* Δp (det pålagda injekteringstrycket minus grundvattentrycket), *sprickvidden* b , och injekteringsmaterialets *skjuvgräns*

Fig. 8.1 Borrhålsskärm för injektering av bergtunnel.
Bild: K. Holmgren

τ_0 . För att kunna skatta en inträngningslängd som en funktion av tid måste man känna till injekteringsmateriallets *viskositet*, μ_g . Ur de tre nämnda parametrarna kan man beräkna en karakteristisk tid t_0 enligt:

$$t_0 = \frac{6\Delta p \mu_g}{\tau_0^2}$$

För en använd tid (injekteringstid) med ett visst injekteringsövertryck kan inträngningslängden för bruk i bergets spricksystem bedömas med hjälp av parametern t_0 . Detta ger en möjlighet att utforma injekteringsskärmens geometriska utseende.

Att minska den hydrauliska konduktiviteten med flera tiopotenser med hjälp av injektering har visat sig vara svårt med dagens teknik. En mer begränsad reduktion i hydraulisk konduktivitet är däremot både rimlig och möjlig.

8.6 HYDROGEOLOGISKA KRAV OCH SKYDDSAÅTGÄRDER

8.6.1 Vattenverksamhet och miljödom

De villkor som ställs på ett bergbyggnadsprojekt och som relaterar till inflöde och påverkan på grundvattennivåer, hanteras tidigt i projektet genom en ansökan om vattenverksamhet. Med vattenverksamhet avses enligt miljöbalken verksamheter och åtgärder som exempelvis syftar till att förändra vattens djup eller läge, avvattna mark, leda bort grundvatten eller öka grundvattenmängden genom tillförsel av vatten. För denna typ av verksamhet kan tillstånd eller anmälan krävas men det kan också vara möjligt att tillämpa en undantagsregel där varken tillstånd eller anmälan behövs.

Det är viktigt att se till att en bergkonstruktion som en tunnel eller ett schakt uppfyller miljödomen och att kontrollera och utvärdera tätningsinsatserna. För miljödomen ska inflöde till tunnel och grundvattennivåer i omgivningen följas upp med syfte att motverka skadlig grundvattenpåverkan. Om det är möjligt ska en anpassning av konstruktionen kunna göras baserat på observerat beteende av anläggningen.

Fig. 8.3 visar ett exempel på grundvattennivåer för ett borrhål i närheten av en tunnel. Generellt kan man se sjunkande nivåer under vår och sommar men mätresultaten relaterar även till byggandet av tunneln. Gröna heldragna streck indikerar genomförd förinjektering för en specifik delsträcka (här kallade skärm 1:1 - 4:2) och gröna streckade linjer visar efterinjektering (skärm 1_1 - 3_1. Baserat enbart på denna graf tycks efterinjekteringen ha gett en ökning av grundvattennivåerna.

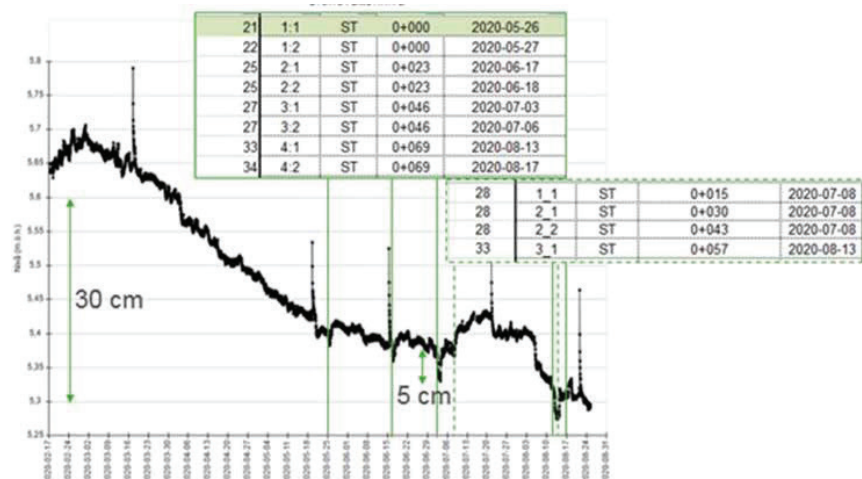


Man bedömer risk för skadlig inverkan av grundvatten i tre olika delar:

- påverkan (den fysiska åtgärden i sig t.ex. tunnel/schakt);
- effekten (den förändring som uppkommer i omgivningen t.ex. avsänkning / dämning)
- konsekvens (betydelsen av denna förändring t.ex. sättning och eventuell skada på en byggnad).

Fig. 8.2 Stålspons
satt i övergången
mellan jord och berg
Foto: C. Butron

Fig. 8.3: visar uppföljning grundvattennivåer på avstånd från tunnel – orsak och verkan (grön – förinjektering, skärm 1:1 - 4:2, grön streckad – efterinjektering, skärm 1_1 - 3_1). Generellt sjunkande nivåer den inledande delen (vår-sommar).



Avgörande för om en avsänkning får någon konsekvens, såsom skada på byggnad på grund av sättning, beror på avsänkningens storlek men också på jordens geotekniska egenskaper och byggnadens förmåga att klara en sättning. Larm- och stoppnivåer som relaterar till detta kan tas fram för specifika borrhål i anslutning till en känslig byggnad.

8.6.2 Exempel på skyddsåtgärder

En skyddsåtgärd har som syfte att minimera störningar av en bergkonstruktions placering och utformning och att tillgodose att miljöbalkens allmänna hänsynsregler följs. Skyddsåtgärder kan exempelvis vara ytor för infiltration av vägdagvatten. Det kan också vara brunnar eller rör både för infiltration (vid avsänkning) och för pumpning (vid dämning).

Vid beslut om skyddsåtgärder måste hänsyn tas till de olika kunskapsområden som är involverade. Detta gäller för alla projektfaser, det vill säga vid lokalisering, projektering, produktion och uppföljning av bergkonstruktionen.

Förutom ovan nämnda krav som gäller vattenverksamhet och miljödom finns för tunnlar och schakt även andra krav med fokus på tunnelns funktion och säkerhet.

Vad som sägs ovan accentuerar hydrogeologins betydande roll i bergbyggandet. Ett integrerat arbetssätt tillsammans med geotekniker och bergtekniker ger stora möjligheter att förstå och hitta lösningar.

ORDLISTA

Aktivt spann

Längsta oförstärkta tunneldelen

Akvefär

Starkt vattenförande berggrund

Anfang

Den oftast rundade del, där tunnelväggen övergår i tak

Bergbult

Bult för förankring av berg.

Bergtäckning

Berg som ligger över utrymme i berg.

Bomsalva

Salva där sprängningen helt eller delvis misslyckats.

Borrkax

Finkornigt bergmaterial som bildas vid borring i berg.

Borrplan

Ritning över borrhåls läge och riktning.

Borrsjunkning

Vid borring: inträngningsdjup per tid.

Bottenhål, sulhål

Understa raden borrhål i tunnelsalva.

Bottenladdning

Sprängämne placerat i borrhålets botten del; jfr pipladdning.

Dilatans, dilatation

Rörelse tvärs skjuvningsriktningen

Driftsförstärkning

Tillfällig bergförstärkning som skydd under drivning av tunnel

Efterinjektering

Injektering efter utsprängning av tunnel

Framdrift

Utsprängd längd av tunnel eller bergrum per tid.

Friborring

Losstagning av föremål i borrhål med en större borrkrona

Front, stuff

Tunnelgavel där sprängning pågår.

Förinjektering

Injektering i ännu inte utsprängt berg

Förkastning

Förskjutning i berggrunden längs en spricka eller zon

Förladdning

Material närmast ytan i den oladdade delen av borrhålet.

Försiktig sprängning

Sprängning med restriktion för att undvika skada i omgivningen.

Förskärning

Öppen bergskärning fram till tunnelpåslag.

Förspräckning

Sprängning av spricka mellan konturhål före utsprängning av salvan.

Försättning

Avstånd mellan rad av sprängborrhål och fri bergyta.

Förundersökning

Fält- och labstudium av ingenjörsgelogiska och bergtekniska förutsättningar för byggande i berg.

Genomslag

Tunnelsalva för öppning till dagen eller till tunnel eller bergrum.

Geofon

Instrument för registrering av svängningar i berggrunden

Grovhål, storhål

Borrhål med stor diameter som ej laddas i tunnelsalva.

Hammarborring

Borring med slående borrkrona.

Huvudspänning

Spänningar där skjuvspänningen är noll.

Hållavvikelse

Skillnad mellan verkligt och avsett läge av borrhål, som uppstår under borring.

Hållutning

Borrhålets lutning mot vertikalplanet.

Häng

Tak i tunnel eller bergrum.

Indrift

Utsprängd längd av tunnel per salva.

In-situspänningar

Rådande spänningar i berggrunden före ingrepp. Synonymt med primärspänningar.

Intervallsprängning

Sprängning när laddningarna detonerar i ordningsföljd och med förutbestämda tidintervaller.

Isotrop berg

Berg med lika egenskaper i alla riktningar.

Kastning

Rörelse hos utsprängt berg.

Kil

Parti i inspänd salva, som sprängs först och därigenom ger fritt utslag för senare delar av salvan.

Kilbrott

Utglidning av block i tunnelvägg/tak eller i slänt.

Kilhål

Hål i tunnelsalva som skapar en kil.

Klassificering

Metod att kvalitetsbedöma berg på basis av geologiska parametrar.

<i>Konturhål, kranshål</i>	Borrhål i yttersta hålraden i en tunnel salva, som ger önskat tvärsnitt.
<i>Konturhjälp</i>	Borrhålsraden närmast konturhålen.
<i>Kärnlogg</i>	Protokoll för registrering av observationer på bergkärnor.
<i>Kärnorientering</i>	Bestämning av bergkärnans ursprungliga läge.
<i>Laddningsplan</i>	Plan som anger mängd och koncentration av laddningar i borrhål.
<i>Liggarpall</i>	Pall som sprängs med horisontella borrhål.
<i>Låsblock (key block)</i>	Bergblock som förhindrar rörelse hos intilliggande block.
<i>Löskärna</i>	Sprängskadad del av tunneltak.
<i>Mellanskiva</i>	Bergparti mellan två uttagsnivåer.
<i>MWD (Measurement While Drilling)</i>	Registrering och redovisning av borrhålsdata under borrhning.
<i>Ort</i>	Förbindelseled i berg som inte mynnar i dagen; jfr tunnel.
<i>Pall</i>	Avsats i bergparti åstadkommen med sprängning.
<i>Pelare</i>	Bergparti kvarlämnat som stöd i bergrum.
<i>Permanentförstärkning</i>	Bergförstärkning som skyddar tunneln varaktigt.
<i>Pilhöjd</i>	Höjd från anfang till toppen på tunneltaket.
<i>Pilotort, pilottunnel</i>	I förväg driven del av en tunnels slutliga tvärsnitt.
<i>Påslag</i>	Första salvan för ort eller tunnel. Alternativt ett lager sprutbetong.
<i>Ramp</i>	Lutande väg eller ort för transport mellan två nivåer eller från markytan.
<i>Residual-</i>	”Kvarstående”, används om hållfasthet, spänning, friktionsvinkel m.m.
<i>Salvhål</i>	Hål för strossning i tunnelsalva.
<i>Salvskrotning</i>	Skrotning av bergyta, som blottlagts genom sprängning.
<i>Skadazon</i>	Del av berget som skadats av en sprängsalva.
<i>Skonsam sprängning</i>	Sprängteknik som minimerar skadazonen.
<i>Skrotning (bergrensning)</i>	Lossbrytning av löst berg och rensning av bergytan.
<i>Skut</i>	Bergblock med oönskat stor volym.
<i>Slätsprängning</i>	Sprängning genom vilken det kvarstående berget får jämn kontur.
<i>Smällberg</i>	Hårt inspänt, sprött berg som ljudligt spjälkas från bergyta.
<i>Specifik laddning</i>	Kvot av mängd laddning och volym hos berget i vilket sprängning utförs
<i>Stigort</i>	Vertikalt eller brant lutande schakt
<i>Strossning</i>	Sprängning med fritt utslag med borrhålet ungefär parallellt med den fria ytan.
<i>Stuff</i>	Tunnelgavel där sprängning sker.
<i>Strykning</i>	Riktning relativt norr.
<i>Stupning</i>	Lutning mot horisontalplanet.
<i>Strøbult</i>	Bergbult satt selektivt för att hindra blockrörelse.
<i>Styckefall</i>	Storlekssammansättning av block i utsprängd salva.
<i>Ståndarpall</i>	Pall utsprängd med nedåtriktade borrhål.
<i>Ståtid</i>	Tid som spräng tunneldel kan stå oförstärkt.
<i>Sula</i>	Botten (golv) i tunnel eller bergrum.
<i>Svällning</i>	Ökning av bergvolym vid sprängning.
<i>Systembult</i>	Bergbultar satt i ett rutmönster.
<i>Sänkschakt, sänke</i>	Vertikalt eller lutande schakt som drivs uppifrån.
<i>Tak, häng</i>	Övre begränsningsyta (tak) i bergrum.
<i>Takort</i>	Övre del av bergrum, som sprängs längs det blivande taket.
<i>Termospänning</i>	Spänningsändring av temperaturförändring.

Tillfartsort, tillfartstunnel

Ort eller tunnel avsedd för tillträde och transport

Tippning (toppling)

Rörelse av block i slänt längs en yta brantare än slänten.

Trycklinje

Tänkt linje i tunneltak längs vilken skjuvspänningarna är noll.

Tunnelkartering

Registrering av geologiska parametrar i en tunnel efter utsprängning.

Tätningmanschett

Gummiplugg som trycksätts och tätar av ett borrhål.

Underborrning

Borrning utanför teoretiskt tvärsnitt i botten av en tunnel.

Upprymning

Utvidgning av borrhål med hjälp av grövre borr.

Överberg

Berg utanför planerat tvärsnitt

Slutord

Bäste geotekniker, har du läst igenom denna skrift bör du nu ha en bättre förståelse av vad bergbyggnadsteknik innebär. Förhoppningsvis ger denna inblick dig bättre möjligheter att kommunicera med dina kollegor på bergsidan och ställa relevanta frågor som rör gemensamma projekt. Och från din sida kan du säkert överföra en del av geoteknikens praxis och språkbruk och på så sätt bredda hela projektgruppens kommunikationsbas och öka förståelsen er emellan.

Med fler geotekniker med grundläggande bergkännedom närmar vi oss kanske den bredare, internationellt vedertagna benämningen Geotechnical Engineering för vårt verksamhetsområde. Denna innefattar såväl jord- och bergmekanik som hydrogeologi. I så fall stämmer denna ambition väl in på SGF:s strategi att inkorporera dessa teman i verksamheten.

Får du lust att ytterligare förkovra dig inom bergbyggnad rekommenderas de litteraturförslag som finns längst bak i skriften.

Vill du veta mera?

Den bergtekniska och bergmekaniska litteraturen är omfattande. När du efter att ha läst denna skrift önskar mer information finns det källor som ger dig praktisk handledning och som samtidigt representerar det aktuella kunskapsläget. Några har ett antal år på nacken men utgör det fundament på vilket den moderna bergbyggnadstekniken vilar och kan därför inte förbigås. Här några förslag till läsning:

Gustafson G: Hydrogeologi för bergbyggare. Formas, Stockholm 2009

Hoek E & Brown ET: Underground Excavations in Rock. The institution of mining and metallurgy, London 1990

Feng XT & Hudson J: Rock Engineering Design, CBC Press, Poca Raton, USA, 1992

Wyllie DC: Foundations on Rock. SPON, London, UK, 1999

Hoek E & Bray JW: Rock Slope Engineering. The institution of mining and metallurgy, London, 1981

Hoek E, Kaiser PK & Bawden WF: Support of Underground Excavations in Hard Rock. Elsevier, Rotterdam, 2000

Palmstrom A & Stille H: Rock Engineering. ICE Publishing, London 2010

Jaeger JC, Cook NG & Zimmerman RW: Fundamentals of Rock Mechanics. Blackwell publishing, Oxford 2007

Pariseau WG: Design Analysis in Rock Mechanics, Taylor & Francis, London, 2007

Via vetenskapliga databaser som Scopus, Web of Sciece och Google Scholar kan du komma vidare in i den mer specialiserade litteratur som finns på Internet. Där kan du kan söka på det specifika problem inom bergbyggnadstekniken som du är intresserad av och behöver mer information om.

SGF Rapport/Report

1:93	Rekommenderad standard för CPT-sondering.
1:93E	Recommended Standard for Cone Penetration Tests.
2:93	Rekommenderad standard för vingförsök i fält.
2:93E	Recommended Standard for Field Vane Shear Test.
1:95	Rekommenderad standard för dilatometerförsök.
1:95E	Recommended Standard for Dilatometer Tests.
2:95	Några pionjärprofiler i svensk geoteknik. SJ Geotekniska Kommission 1914–1922.
3:95	Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95.
4:95	Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll.
4:95E	Lime and Lime Cement Columns. Guide for Project Planning, Construction and Inspection.
1:96	Geoteknisk fälthandbok. Allmänna råd och metodbeskrivningar.
1:99	Tätskikt i mark. Vägledning för beställare, projektörer och entreprenörer.
2:99	Metodbeskrivning för Jord-bergsondering.
3:99	Metodbeskrivning för Viktsondering.
1:2000	Geotekniken i Sverige 1920–1945.
2:2000	Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll.
1:2001	Fälthandbok – Miljötekniska markundersökningar (ersätts av 1:2004).
1:2003	Att bygga med avfall. Miljörättsliga möjligheter och begränsningar för återvinning av avfall i anläggningsändamål
1:2004	Fälthandbok – Miljötekniska markundersökningar.
2:2004	Armerad jord och fyllning – Nordisk vägledning.
3:2004	NGM 2004 – XIV Nordic Geotechnical Meeting. May 19th – 21th 2004.
1:2006	Metodbeskrivning för Jb-totalsondering
2:2006	Metodbeskrivning för installation av inklinometerrör
1:2008	Användning av restprodukter inom EU
1:2009	Metodbeskrivning för provtagare med standardkolvprovtagare. - Ostörd provtagning i finkornig jord
2:2009	Åtgärds mål vid in-situsanering. Formulering och kontroll av åtgärds mål.
1:2010	Förorenade byggnader. Provtagning och riskbedömning.
1:2011	Stimulerad reduktiv deklorering. En praktisk handledning
2:2011	Klorerade lösningsmedel i mark och grundvatten – Att tänka på inför provtagning och upphandling
3:2011	Hantering och analys av prover från förorenade områden - Osäkerheter och felkällor
1:2012	EYGEC 2012 - Setting the scene for future European geotechnical research
2:2012	Triaxialförsök – en vägledning
3:2012	SGF:s dataformat
4:2012	Metodbeskrivning för jord- bergsondering
1:2013	Fälthandbok – Geoteknik
1:2014	Riskhantering 1
1:2014E	Risk Management methodology

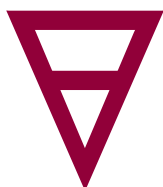
2:2014	Riskidentifiering 2
1:2016	Jordarternas indelning och benämning
2:2016	Akustisk JB Sondering
2:2016	Akustisk JB Sondering - Bilagor
1:2017	Metodik för bestämning av cu
2:2017	Fältgeoteknik Mät- och ersättningsregler
3:2017	Dynamiska miljöundersökningar
1:2019	Kvalitetskontroller för provtagning
1:2020	Riskstruktureringsverktyg (RBS) - Stöd vid identifiering av risker i geoprojekt
2:2020	Osäkerheter vid bestämning av organisk halt i jord

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) bildades 1950 och består av drygt 1800 enskilda medlemmar, med minst två års praktisk erfarenhet av geoteknik. Dessutom ingår ca 30 korporativa medlemmar i form av institutioner, högskolor, myndigheter, konsult- och entreprenadföretag samt tillverkare inom det geotekniska området.

SGF har till ändamål att främja utvecklingen inom geoteknik med grundläggning och miljöteknik i ett nationellt och internationellt perspektiv.

Föreningen företräder i Sverige den internationella föreningen, the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

I SGF:s Rapport- och Notatserie utges föreningens metod-beskrivningar, monografier och dokumentation från konferenser, temadagar m.m.



Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society

c/o Ernax Design AB, Sveaborgsvägen 16, 439 73 FJÄRÄS Tel: 0708-137773

Internet: www.sgf.net E-post: info@sgf.net

