

**STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH
SveBeFo Rapport 39**

BERGMEKANISK DIMENSIONERING MED STATISTISKA METODER - EN FÖRSTUDIE

**Underground Excavation Support Design with
Statistical methods - A pre-studie**

Magnus Nelson
Avd. för Jord- och Bergmekanik, KTH

FÖRORD

PBL föreskriver (8 kap. 1-2 §§) att byggnader och andra anläggningar som t.ex. tunnlar eller bergrum (ej tunnelbana och gruva) kräver bygglov. Vidare föreskriver PBL att dessa byggnadsverk skall ha egenskaper enligt Lagen om Tekniska Egenskapskrav på Byggnadsverk, BVL. I BVL står bland annat (2 §) att kraven på "bärförmåga, stadga och beständighet" skall uppfyllas. Boverket är föreskrivande myndighet och BKR 94 är den konstruktionsnorm som gäller när en byggnad uppförs. För andra byggnadsverk än byggnader, exempelvis tunnlar och bergrum, finns idag ingen konstruktionsnorm.

Byggherren ansvarar för att egenskaperna hos byggnadsverket följer gällande lagar (PBL 9 kap. 1 §). Vid konstruktion av tunnlar och bergrum uppstår problem för byggherren eftersom inga normer finns att hänvisa till. Vägverkets normer (Tunnel 95) föreskriver att dimensionering av tunnlar skall utföras enligt föreskrifter i BKR 94. Det förväntas att Tunnel 95 blir normgivande för merparten av undermarksbyggandet i Sverige. BKR 94 behandlar dock ej materialet berg varför förvirring kan uppstå. Denna rapport belyser problemställningen utifrån en genomförd litteraturstudie.

Utredning av frågan avses utföras inom ramen för ett doktorandprojekt. Denna rapport är en inledande belysning av frågeställningen.

Arbetet i förstudien är utfört som litteraturstudie och behandlar dimensioneringsmetoder för berg i samverkan med förstärkning, i första hand bult och sprutbetong.

Utgångspunkt är krav på erforderlig stadga, stabilitet och beständighet enligt gällande bestämmelser (BVL) samt erfarenheter från projektering av stora berganläggningar.

Litteraturstudien är indelad i tre delar:

1. Beskrivning av tillvägagångssätt och typiska problem vid bergmekanisk dimensionering
2. Beskrivning av de olika statistiskt baserade dimensioneringsmetoder som BKR 94 grundas på
3. Analys av dessa metoders användbarhet för bergmekaniska problem

SveBeFo har finansierat arbetet och Professor Håkan Stille, KTH, har varit handledare.

Stockholm i April 1998

Magnus Nelson

SAMMANFATTNING

PBL föreskriver (8 kap. 1-2 §§) att byggnader och andra anläggningar som t.ex. tunnlar eller bergrum (ej tunnelbana och gruva) kräver bygglov. Vidare föreskriver PBL att dessa byggnadsverk skall ha egenskaper enligt Lagen om Tekniska Egenskapskrav på Byggnadsverk, BVL. I BVL står bland annat (2 §) att kraven på "bärförmåga, stadga och beständighet" skall uppfyllas. Boverket är föreskrivande myndighet och BKR 94 är den konstruktionsnorm som gäller när en byggnad uppförs. För andra byggnadsverk än byggnader, exempelvis tunnlar och bergrum, finns idag ingen konstruktionsnorm.

Byggherren ansvarar för att egenskaperna hos byggnadsverket följer gällande lagar (PBL 9 kap. 1 §). Vid konstruktion av tunnlar och bergrum uppstår problem för byggherren eftersom inga normer finns att hänvisa till. Vägverkets normer (Tunnel 95) föreskriver att dimensionering av tunnlar skall utföras enligt föreskrifter i BKR 94. Det förväntas att Tunnel 95 blir normgivande för merparten av undermarksbyggandet i Sverige. BKR 94 behandlar dock ej materialet berg varför förvirring kan uppstå. Denna rapport belyser problemställningen utifrån en genomförd litteraturstudie.

1. Stabilitetsproblem i underjordsanläggningar

Stabiliteten hos en underjordsanläggning beror av bergmassans beskaffenhet, bergrummets utformning samt spänningssituationen runt bergrummet. I ogynnsamma fall kan brott uppstå i bergrummets omgivning. Tre huvudtyper kan identifieras:

- Brott längs sprickor och svaghetsplan. Under normala spänningsförhållanden uppstår brott i det bergmaterial som har dålig eller ingen hållfasthet (sprickor). Kompetent berg runtom svaghetszonerna undgår brott. Svaghetszonen är liten i utsträckning.
- Brott i bergmaterialet på grund av låg hållfasthet hos berget.
- Brott i bergmaterialet på grund av höga spänningar, materialet är av god kvalitet.

Det för svenska förhållanden dominerande problemet är risken för brott längs sprickor och svaghetsplan.

2. Förstärkningsåtgärder

Byggande i berg erfordrar normalt förstärkningsåtgärder. När bergmassans förutsättningar är goda och konsekvenserna av ett stabilitetsproblem är små kan man låta bergrummet utnyttjas utan förstärkningsåtgärder. Allt utrymme under berg där människor frekvent befinner sig är försett med någon form av förstärkning. I Sverige används normalt bultar och sprutbetong. Bultar kan användas för att säkra block genom att ta upp dragkrafter. Yttäckande sprutbetong kan säkra block genom vidhäftning mot bergytan, eller genom balkverkan. Tjocka betonglager med eller utan bultar kan verka som ett tryckupptagande skal i samverkan med berget.

3. Förstärkningsfilosofier

Vid bedömning av erforderlig förstärkning i berganläggningar kan tre metoder identifieras:

1. Erfarenhetsbaserade metoder. Konstruktören har erfarenhet av vilken förstärkning som erfordras för olika konstruktioner. Samlad erfarenhet i klassificeringssystem såsom Q-metoden och RMR kan också användas.
2. Klassisk mekanisk beräkning. Ett antal belastningsfall kan jämföras med klassisk byggnadsmekanik där ett antal förenklingar görs framförallt för att beskriva lasteffekten från berget.
3. Numerisk modellering. Simulering av laster och deformationer kan göras med datamodellering.

4. Statistiska metoder

Statistisk dimensionering grundar sig på beräkning av brottsannolikheten. Ofta används β -metoden som ett verktyg att bestämma ett ställföreträdande mått (säkerhetsindex β) på denna sannolikhet. Denna bygger på att bärförmågan, R , med viss sannolikhet skall vara större än lasteffekten, S . Vidare skall en brottgränsekvation kunna ställas upp där alla ingående osäkra parametrar kan uttryckas som stokastiska variabler.

β -metoden har många fördelar men enklare metoder för dimensioneringsarbete erfordras. BKR 94 förordar användandet av partialkoefficienter, som i princip är en direkt förenkling av β -metoden, men normalt ger konstruktioner på säkra sidan.

5. Slutsatser

I huvudsak fyra faktorer komplicerar dimensioneringen med statistiska metoder:

- *Modellosäkerhet.* I fallet med enstaka block bortses från eventuell friktion längs blockets glidytor. Vidare antas bulten vara belastad i sin egen längdriktning så att den endast bär last genom drag. Liknande förenklingar förekommer i alla modeller. Alla modellers giltighet kan ifrågasättas och det är nödvändigt att precisera deras tillämpbarhet.
- *Naturlig variation.* Alla parametrar som modellen inkluderar är behäftade med en naturlig variation. Statistiska metoder ger oss ett mått på osäkerheten vid dimensionering men det kräver att vi känner till parametrarnas fördelning och deras osäkerhet.
- *Fåtalprovning.* Vid bestämning av konstruktionsmaterials hållfasthetsparametrar och deras osäkerhet är upprepade provning viktigt. För material som stål och trä är detta möjligt att utföra men betydligt svårare för jord och berg. Genom att endast utföra ett fåtal prov ökar osäkerheten i förhållande till den naturliga variationen.
- *Systemtänkande.* När provning har utförts av hållfastheten hos ett material är det viktigt att identifiera om konstruktionen är ett serie- eller parallellsystem. För exemplet där ett block bärs av sprutbetong med vidhäftningshållfasthet kan vidhäftningen betraktas som ett parallellsystem. Om bärförmågan uteblir i en punkt tar omgivande betong upp last.

Fortsatt arbete skall utreda de fyra ovan nämnda faktorerna för lastfallet då berget är bärande (block- och valvbildningsproblematik) samt lastfallet då berget och förstärkningen bär i samverkan. Modellerna som tas fram skall slutligen följas upp genom fältförsök och numerisk modellering och simulering.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRORD	II
SAMMANFATTNING.....	III
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	V
BETECKNINGAR	VI
1 PROJEKTBSKRIVNING OCH MÅL	1
2 STABILITETSPROBLEM I UNDERJORDSANLÄGGNINGAR.....	2
2.1 SPÄNNINGAR, DEFORMATIONER OCH BROTT I BERGMASSAN	2
2.1.1 <i>Det allmänna fallet</i>	2
2.1.2 <i>Spänningar och deformationer i tunnlar och långa bergrum</i>	4
2.1.3 <i>Brottkriterier för sprickor</i>	8
2.1.4 <i>Bergmassans egenskaper</i>	9
2.1.5 <i>Bergrummets utformning och placering</i>	11
2.2 STABILITETSPROBLEM LÄNGS SPRICKOR OCH SVAGHETZONER	11
2.2.1 <i>Utfall av enskilda block</i>	11
2.2.2 <i>Bergblock på glid</i>	12
2.2.3 <i>Osäker valvbildning</i>	13
2.3 BROTT I BERGMATERIALET	15
2.3.1 <i>Brottmekanismer för hårda bergmaterial</i>	16
2.3.2 <i>Brottmekanismer för svaga bergmaterial</i>	16
3 FÖRSTÄRKNINGSÅTGÄRDER	17
3.1 BULTAR.....	17
3.1.1 <i>Bergbultars verkningsätt</i>	18
3.2 SPRUTBETONG	18
3.2.1 <i>Yttäckande förstärkning med vidhäftningshållfasthet</i>	19
3.2.2 <i>Fiberarmerad sprutbetong med böjmotstånd</i>	20
3.2.3 <i>Valvverkan</i>	22
3.3 SAMVERKANDE SYSTEM	22
4 DAGENS FÖRSTÄRKNINGSFILOSOFI.....	24
4.1 ERFARENHETSBASERAD FÖRSTÄRKNING	24
4.1.1 <i>Bergmannens erfarenhet</i>	24
4.1.2 <i>Klassificeringssystem</i>	25
4.2 ANALYTISKA METODER	27
4.3 OBSERVATIONSMETODEN	28
4.4 TUNNELDRIVNINGSKONCEPT	28
5 STATISTISKA METODER FÖR RISKBASERAD DIMENSIONERING	29
5.1 FORMELL BROTTSSANNOLIKHET	30

5.2 β -METODEN	31
5.3 PARTIALKOEFFICIENTER.....	32
6 DIMENSIONERING ENLIGT BKR 94	33
6.1 ALLMÄNA REGLER FÖR BÄRANDE KONSTRUKTIONER ENLIGT BKR 94.....	34
6.2 DIMENSIONERING GENOM BERÄKNING OCH PROVNING	34
6.3 SPECIFIKA MATERIALKRAV	35
6.3.1 Geokonstruktioner	35
6.3.2 Övriga konstruktioner.....	36
7 EXEMPEL PÅ ANVÄNDNING AV STATISTISKA METODER VID BERGMEKANISK DIMENSIONERING	36
7.1 GRUNDLÄGGANDE EXEMPEL	36
7.1.1 Säkring av enstaka block med selektiv bultning.	37
7.1.2 Yttäckande förstärkning med vidhäftning	37
7.1.3 Yttäckande förstärkning utan vidhäftning	38
7.2 AKTUELLT DIMENSIONERINGSEXEMPEL	39
7.2.1 Kommentarer till exemplet.....	40
7.2.2 Allmänna kommentarer.....	41
8 FORTSATT FORSKNINGSARBETE.....	42
9 REFERENSER	44

BETECKNINGAR

Nedan förklaras huvuddelen av de beteckningar som används i rapporten. Ytterligare ett antal förekommer som förklaras i den löpande texten alternativt i figurer.

A	area
c	kohesion
d	sprutbetongtjocklek
ε	töjning
E	elasticitetsmodul
f_{fick}	karakteristisk maximal böjdraghållfasthet
f_{flcrk}	karakteristisk residualböjdraghållfasthet
f_{flresk}	karakteristisk spänning vid maximal vinkeländring
f_{max}	maximal böjdragspänning
f_s	brottspänning vid böjdragprov
g	tyngdaccelerationen
I	seghetsindex
J_a	sprickans omvandlingsgrad
J_n	antal sprickgrupper
J_r	sprickytans råhet
J_w	grundvattenförhållanden
m	momentkapacitet [Nm/m]
M	moment
M_{brott}	brottmoment
O	omkrets
v	tvärkontraktionstal
ϕ	friktionsvinkel
ϕ_r	residualfriktionsvinkel
p_d	dimensionerande tryck
p_i	inre tryck i cirkulärt hålrum
p_o	omgivande tryck i cirkulärt hålrum
ρ	densitet
r	radie
r_e	radie för det elastiska området
r_i	innerradie hos cirkulärt hålrum
$R_{a,b}$	residualspänningsfaktor
R	bärförmåga
R_d	dimensionerande bärförmåga
σ	spänning
$\sigma_{1,2,3}$	huvudspänning
σ_{brott}	brottspänning
σ_n	normalspänning
S	lasteffekt
S_d	dimensionerande lasteffekt
τ	skjuvspänning
τ_{ad}	vidhäftningshållfasthet
$\tau_{ad,k}$	karakteristisk vidhäftningshållfasthet

u	deformation
u_d	dimensionerande deformation
u_i	inre deformation hos cirkulärt hålrum
V	volym
W	tyngd
W_k	karaktäristisk tyngd

statistiska beteckningar

f	täthetsfunktion
F	fördelningsfunktion
γ_f	partialkoefficient avseende lasteffekt
γ_{rd}	partialkoefficient avseende modellosäkerhet
γ_n	partialkoefficient avseende säkerhetsklass
γ_m	partialkoefficient avseende materialegenskaper
N	normalfördelad
P	sannolikhet
P_f	brottssannolikhet
σ	standardavvikelse
σ_M	standardavvikelse för säkerhetsmarginalen
σ_R	standardavvikelse för bärförmågan
σ_S	standardavvikelse för lasteffekten
μ	medelvärde
μ_M	medelvärde för säkerhetsmarginalen
μ_R	medelvärde för bärförmågan
μ_S	medelvärde för lasteffekten

1 PROJEKTBESKRIVNING OCH MÅL

PBL föreskriver (8 kap. 1-2 §§) att byggnader och andra anläggningar som t.ex. tunnlar eller bergrum (ej tunnelbana och gruva) kräver bygglov. Vidare föreskriver PBL att dessa byggnadsverk skall ha egenskaper enligt Lagen om Tekniska Egenskapskrav på Byggnadsverk, BVL. I BVL står bland annat (2 §) att kraven på "bärförmåga, stadga och beständighet" skall uppfyllas. Boverket är föreskrivande myndighet och BKR 94 är den konstruktionsnorm som gäller när en byggnad uppförs. För andra byggnadsverk än byggnader, exempelvis tunnlar och bergrum, finns idag ingen konstruktionsnorm.

Byggherren ansvarar för att egenskaperna hos byggnadsverket följer gällande lagar (PBL 9 kap. 1 §). Vid konstruktion av tunnlar och bergrum uppstår problem för byggherren eftersom inga normer finns att hänvisa till. Vägverkets normer (Tunnel 95) föreskriver att dimensionering av tunnlar skall utföras enligt föreskrifter i BKR 94. Det förväntas att Tunnel 95 blir normgivande för merparten av undermarksbyggandet i Sverige. BKR 94 behandlar dock ej materialet berg varför förvirring kan uppstå. Problemställningen har behandlats i "Förstudie av bergmekanisk dimensionering med statistiska metoder". Vidare utredning av frågan har bedömts vara lämpligt i form av ett doktorandprojekt.

Utredning av frågan avses utföras som ett doktorandprojekt inom SveBeFo:s ramprogram 1997-1999. Denna rapport skall ses som en inledande belysning av frågeställningen samt förslag på angreppssätt för att om möjligt kunna finna lämpliga beräkningsmetoder.

Projektmål i stort

Vidareutveckla dimensioneringsmetoder för berg i samverkan med förstärkning, i första hand bult och sprutbetong. Utgångspunkt ska vara krav på erforderlig stadga, stabilitet och beständighet enligt Lagen om Tekniska Egenskapskrav på byggnadsverk (BVL) samt erfarenheter från projektering av stora berganläggningar. Beständighet behandlas dock ej i denna rapport. Bergklassificeringens del i dimensioneringsarbetet skall särskilt belysas.

Mål med förstudien

1. Att beskriva typiska problem och tillvägagångssätt vid bergmekanisk dimensionering.
2. Att beskriva de olika statistiskt baserade dimensioneringsmetoder som BKR 94 grundas på.
3. Att analysera dessa metoders användbarhet för bergmekaniska problem.

2 STABILITETSPROBLEM I UNDERJORDSANLÄGGNINGAR

Stabiliteten hos en underjordsanläggning beror av bergmassans beskaffenhet, berg-
rummets utformning samt spänningssituationen runt bergrummet. I ogynnsamma fall
kan brott uppstå i bergrummets omgivning.

Bakgrunden till stabilitetsproblemen i berg varierar men det är alltid i grunden en fråga
om ett samspel mellan spänning och hållfasthet. Tre huvudtyper av stabilitetsproblem
kan identifieras:

- Brott längs sprickor och svaghetsplan. Under normala spänningsförhållanden uppstår
brott i det bergmaterial som har dålig eller ingen hållfasthet (sprickor). Kompetent
berg runtom svaghetszonerna undgår brott. Svaghetszonen är liten i utsträckning.
- Brott i bergmaterialet på grund av låg hållfasthet hos berget, spänningarna är inte
exceptionella.
- Brott i bergmaterialet på grund av höga spänningar, materialet är av god kvalitet.

Det för svenska förhållanden dominerande problemet är risken för av egentyngheten
initierade utfall av bergblock. Problem med låg hållfasthet hos bergmaterialet före-
kommer också men är mer begränsat i utsträckning. Problem med höga spänningar
uppstår i Sverige främst i djupa gruvor.

2.1 Spänningar, deformationer och brott i bergmassan

2.1.1 Det allmänna fallet

Betraktelsen av spänningstillståndet i berg grundar sig på det allmänna fallet med en
belastad kropp i ett kontinuum, beskrivet av Broberg et al., (1990). Spänningstillståndet
beskrivs matematiskt genom den symmetriska spänningsmatrisen

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

För varje punkt i ett *homogent isotropt* material finns ett rätvinkligt koordinatsystem
orienterat så att skjuvspänningarna är noll. Endast normalspänningar verkar då i
punkten och dessa benämns huvudspänningar och den riktning i vilken de verkar
huvudspänningsriktning.

Huvudspänningarna betecknas

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Normalt gäller att vertikalspänningen, σ_v , svarar mot en huvudspänning och motsvarande huvudspänningsriktning. De två övriga huvudspänningar ligger då i horisontalplanet och betecknas σ_h respektive σ_H .

Under antagandet att berget är *linjärt elastiskt* kan töjningarna uttryckas med Hookes lag. För det tvådimensionella fallet gäller då att

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

Elasticitetsmodulen, E , och tvärkontraktionstalet, ν , betraktas som elastiska parametrar. Skjuvspänningarna, $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ som verkar på den belastade kroppen medför en skjuvtöjning, γ , som definieras enligt nedan

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \quad \text{eller} \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

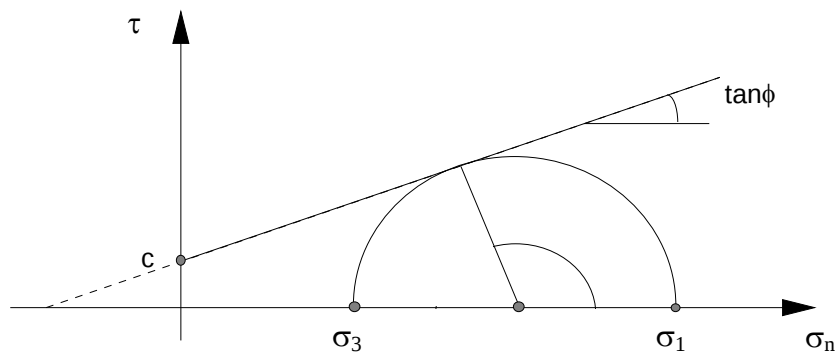
Skjuvmodulen, G , är också en elastisk parameter och bestäms som

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

För ett linjärt elastiskt material kan Mohr-Coulombs brottkriterium användas. Här beskrivs skjuvhållfastheten hos berg- och jordmaterial som bestående av en konstant komponent, kohesionen (c), samt en normalspänningsberoende komponent, friktionskoefficienten ($\tan\phi$). Skjuvhållfastheten kan då definieras som (Nordlund & Rådberg, 1994)

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi$$

Detta förhållande kan även åskådliggöras grafiskt med Mohr's spänningscirklar, se Figur 1 nedan.



Figur 1. Mohr-Coulombs brottkriterium
 Figure 1. Mohr-Coulomb failure criterion

Ett brottkriterium som bygger på erfarenhet definieras av Hoek & Brown (1980). Den spänning σ_1 vid vilken materialet går i brott kan beskrivas som

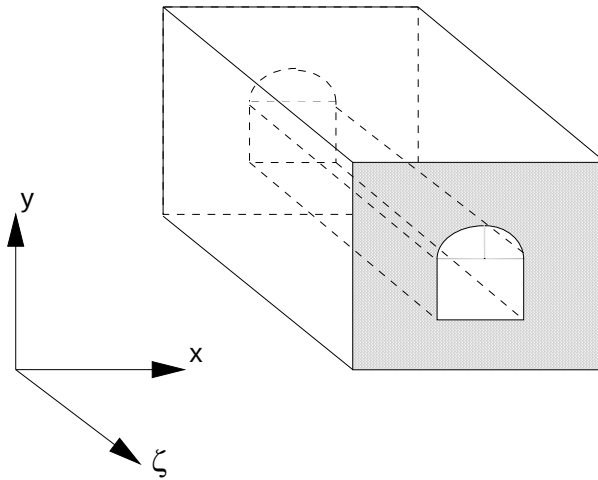
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

där σ_1 =största huvudspänning vid brott
 σ_3 =minsta huvudspänning vid brott
 σ_c =enaxiella tryckhållfastheten hos ett litet stycke provmaterial

m och s är materialberoende parametrar som bland annat kan bestämmas utifrån bergmassans RMR-värde (Bienawski, 1989).

2.1.2 Spänningar och deformationer i tunnlar och långa bergrum

När utsträckningen av ett bergrum är betydligt större än tvärsnittet såsom vid tunnlar och schakt kan man anta att deformationer endast uppstår vinkelrätt bergrummets axel. Detta benämns plant deformationstillstånd och innebär att töjningen längs bergrummet $\varepsilon_z = 0$. Resonemanget är beskrivet av Stille & Nord (1990).



Figur 2. Koordinatsystem för en tunnel där ζ är parallell med tunnels längdaxel. Vid plant deformationstillstånd antas töjningen i tunnelns längdaxel, ε_ζ , vara försumbar.

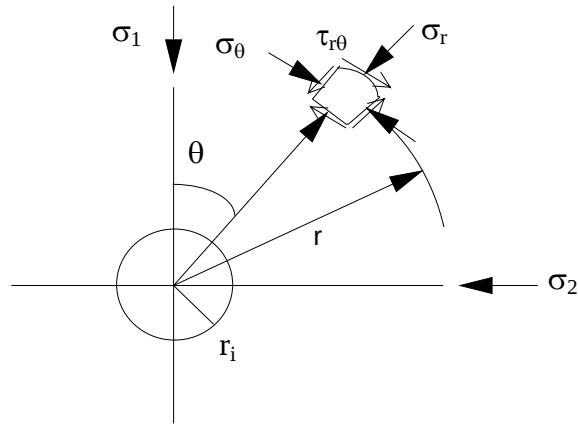
Figure 2. Co-ordinat system for a tunnel where ζ is parallel to the length axis of the tunnel. At plane strain conditions, the strain along the axis of the tunnel, ε_ζ , is neglectible.

Spänningsfältet runt ett berggrum kan enklast beskrivas genom betraktelse av ett cirkulärt hålrum. För ett tvådimensionellt tvärsnitt kan de radiella, tangentiella och skjuvspänningarna bestämmas med Kirsch ekvationer med beteckningar enligt Figur 3 nedan.

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) * (1 - r_i^2/r^2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) * (1 - 4r_i^2/r^2 + 3r_i^4/r^4) * \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) * (1 + r_i^2/r^2) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) * (1 + 3r_i^4/r^4) * \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) * (1 - 2r_i^2/r^2 - 3r_i^4/r^4) * \sin 2\theta$$



Figur 3. Spänningar kring ett hålrum belastat med huvudspänningarna σ_1 och σ_2 .

Figure 3. Stresses around an excavation surrounded by the principal stresses σ_1 and σ_2

Då spänningsfältet runt hålrummet är hydrostatiskt och elastiskt kan Kirsch ekvationer för de radiella och tangentiella spänningen uttryckas som

$$\sigma_r = p_0 + (p_i - p_0) \cdot \frac{r_i^2}{r^2} \quad \sigma_t = p_0 - (p_i - p_0) \cdot \frac{r_i^2}{r^2}$$

När elastoplastiska förhållanden råder kan spännings- och töjningssambanden kring en cirkulär öppning beskrivas som

$$\sigma_r = (p_i + a) \cdot \left(\frac{r}{r_i}\right)^{k-1} - a \quad \sigma_t = (p_i + a) \cdot k \cdot \left(\frac{r}{r_i}\right)^{k-1} - a$$

där a är materialets adhesion enligt Mohr-Coulombs brottkriterium och

$$k = \frac{\sigma_1 + a}{\sigma_3 + a}$$

Den responskurva ett bergmaterial runt en cirkulär öppning uppvisar kan med hjälp av ovanstående ekvationer uttryckas som

$$p_i > \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

$$u_i = \frac{r_i}{E} \cdot (1+\nu)(p_0 - p_i) \quad p_i = \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

för elastiskt tillstånd och som

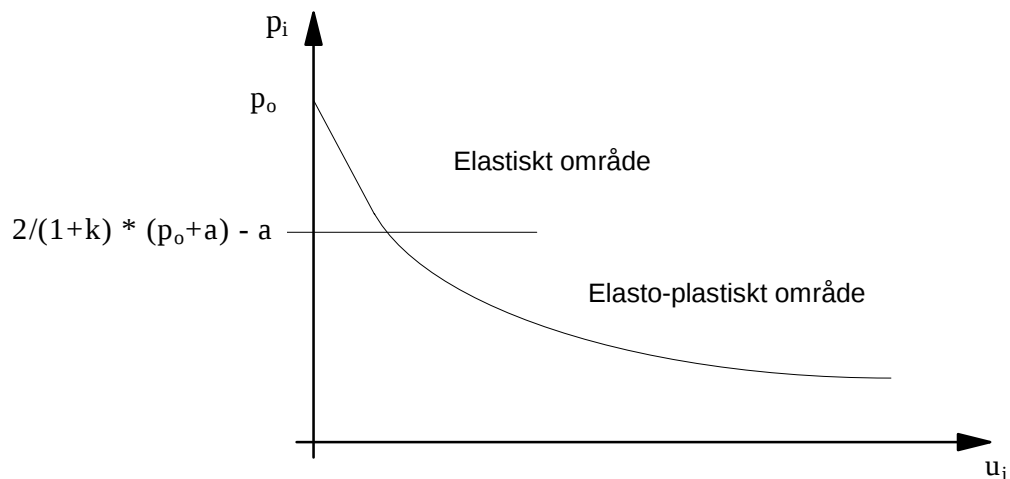
$$p_i < \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

$$u_i = \frac{r_i}{E} \cdot (1 + \nu)(p_0 - p_i) + \frac{1}{2} \varepsilon_v r_i \left[\left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 - 1 \right]$$

för elasto-plastiskt tillstånd där

$$\frac{r_e}{r_i} = \left[\frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a)(p_i + a) \right]^{\frac{1}{k-1}}$$

Dessa ekvationer ligger till grund för Ground Reaction Curve (GRC) konceptet där spänningen på randen av ett cirkulärt hålrum uttrycks som funktion av deformationen.



Figur 4. Ground Reaction Curve
Figure 4. Ground Reaction Curve

Genom att följa bergets deformationer kan en optimerad förstärkning nyttjas. Berget tillåts deformeras in i den plastiska zonen varefter en förstärkning med styvhet motsvarande bergets installeras. Bergmassan och förstärkningen samverkar då såtillvida att de båda tar upp last runt konturen.

2.1.3 Brottkriterier för sprickor

Resonemanget nedan följer i stort den beskrivning som ges i Stille & Nord (1990).

Brottegenskaperna för en spricka beror av sprickytans egenskaper och normalspänningens storlek. För det enklaste fallet gäller att skjuvhållfastheten beror av normalspänningen och friktionsvinkeln

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi$$

Då sprickytan är ojämn kan klackarna skjuvas av vilket tecknas som en kohesionsdel, c , i hållfasthetsvillkoret. Friktionsvinkeln kommer här att ökas med vinkeln i , vilket avser lutningen mellan skjuvplanet och ”sågtanden”.

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi + i)$$

Barton har föreslagit att sprickytans råhet, i , kan bestämmas som

$$i = JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n}$$

där JRC =Joint Roughness Coefficient
och JCS =Joint Wall Compressive Strength

Hållfastheten hos sprickan kan då uttryckas som

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi \right]$$

Efter det att sprickan har nått sin maximala hållfasthet och gått i brott kan den återstående skjuvhållfastheten tecknas som residualhållfasthet vilken också är en rätlinjig funktion beroende av residualfriktionsvinkeln ϕ_r .

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

2.1.4 Bergmassans egenskaper

Ett flertal egenskaper hos berget är av betydelse för konstruktören. De kan delas in i fyra grupper:

1. Bergmassans spänningstillstånd innan berguttag
2. Bergmateriallets egenskaper
3. Bergmassans elastiska och plastiska egenskaper
4. Bergmassans struktur

Bergmassans spänningstillstånd innan berguttag

En materialoberoende parameter är den spänning som råder i bergmassan innan uttag. Innan möjligheten att utföra bergspänningsmätningar fanns antogs det vanligen att tyngden av överliggande berg bestämde vertikalspänningen σ_v som

$$\sigma_v = \rho * g * h$$

där ρ = bergets densitet
 g = tyngdaccelerationen
 h = djupet

För att bestämma den horisontella spänningen och σ_h utnyttjas Hook's lag för spännings- och töjningssamband

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

Om z-axeln motsvarar djupet representerar x-y-planet horisontalplanet. Deformationerna i horisontalplanet blir då

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_h = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v$$

där Poissons tal ν vanligen är cirka 0,3.

Bergspänningsmätningar har visat att vertikalspänningen σ_v i verkligheten ofta överensstämmer med det teoretiskt bestämda värdet av överliggande bergs tunghet. Horisontal-spänningarna däremot påverkas i stor grad av de tektoniska processerna och den lokala topografin varför det teoretiska värdet bestämt utifrån Hook's lag sällan avspeglar verkligheten.

Genom mätningar med töjningsgivare kan man uppskatta riktning och storlek hos huvudtöjningarna ε_1 , ε_2 och ε_3 . Dessa ligger sedan till grund för bestämning av σ_h , σ_H och σ_v med hjälp av Hook's lag.

Bergmaterialets egenskaper

Det homogena bergmaterialets egenskaper kan variera kraftigt och har därmed stor betydelse. Ingående mineral samt geologisk bildningsprocess är av betydelse för konstruktören. Vid vissa bergmekaniska problem är till exempel den enaxiella tryckhållfastheten av stor betydelse liksom E-modulen. Bergmaterialets egenskaper bestäms vanligen genom laboratorieförsök på små prover

Bergmassans elastiska och plastiska egenskaper

Trots att berget är uppsprucket och bergmaterialet har varierande egenskaper har det visat sig att kontinuumsmodeller är användbara vid dimensionering av berganläggningar. Vid modellering är det viktigt att bergmassans elastiska och elastoplastiska egenskaper beskrivs på ett riktigt sätt. De mest aktuella parametrarna är:

- E-modul
- tvärkontraktionstal, ν
- friktionsvinkel, ϕ
- kohesion, c
- dilatationsvinkel, ψ
- densitet, ρ
- drag- och tryckhållfasthet, σ

Ovanstående egenskaper kan bestämmas på ett flertal sätt. Bienawski (1989) definierar ett samband mellan bergklassificeringsparametrarna (RMR och Q) och bergmassans värde på kohesionen, c , inre friktionsvinkeln, ϕ , samt elasticitetsmodulen, E . Om elasticitetsmodulen och tvärkontraktionstalet, ν , har bestämts för ett litet prov av bergmaterialet kan bergmassans egenskaper bestämmas genom empiriska samband. Genom vågutbredningsmätningar kan E och ν bestämmas.

Bergmassans struktur

De mekaniska modeller som ansätts för bergmassan är mer eller mindre giltiga beroende på strukturen hos materialet. Kartering ger en uppfattning vilka sprickriktningar som dominerar, typ av spricka, anisotropi hos bergmaterialet samt utbredning och riktning hos svaghetszoner. Dessa parametrar är av största vikt vid bestämning av erforderlig förstärkning i bergrum. Ingenjörsgelogisk kunskap och förståelse för geologiska processer är viktigt för att kunna identifiera stabilitetsproblem som kan uppstå. Exempel på brottmekanismer vid varierande struktur ges i Avsnitt 2.2 *Stabilitetsproblem längs sprickor och svaghetszoner*.

2.1.5

Bergrummets utformning och placering

Utformningen och placeringen av bergrummet har stor betydelse för vilka spänningar och deformationer som uppstår efter berguttag. Med vetskap om vilka in-situ spänningar som råder, kan spänningarna runt bergrummet beräknas med analytiska eller numeriska metoder. För enkla geometrier och elastiska förhållanden finns analytiska lösningar. För cirkulära och elliptiska konturer kan direkta samband härledda ur Airy's spänningsfunktion användas. Vid mer komplicerade utformningar kan modellering med FEM-program utföras. När strukturen hos bergmassan är känd genom exempelvis kartering kan diskreta blockmodeller användas.

2.2

Stabilitetsproblem längs sprickor och svaghetszoner

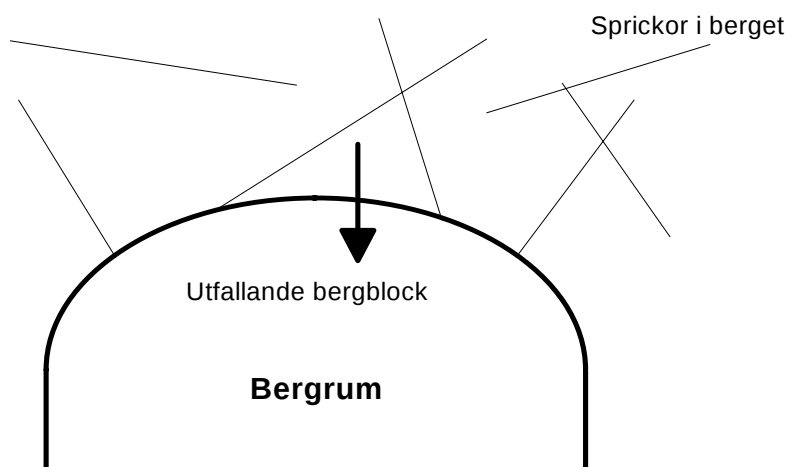
Resonemanget är hämtat från: Stille H., Nord G, Kompendium Bergmekanik Del 2.

Den vanligaste och enklaste typen av brott inträffar längs svaghetszoner i ett berg med hög hållfasthet. Svaghetszonen kan karakteriseras som en spricka eller ett litet område med nedsatt hållfasthet. Rådande spänningssituation, svaghetszonens deformationsegenskaper samt geometriska förhållanden styr om brott kan inträffa i form av blocknedfall in i tunneln.

2.2.1

Utfall av enskilda block

Ett fall av stabilitetsproblem i tunnlar är av egentyngheten initierade utfall av block. Utfallet antas här ej medföra kollaps av bergrummet. Man kan anta att sprickriktningarna i bergrummets ovan del är sådana att utfall är möjligt, se Figur 5.



Figur 5. Utfallande bergblock som ej påverkar bergrummets stabilitet.

Figure 5. Gravity falls of block not affecting the stability of the excavation.

Friktionskrafterna i sprickorna motverkar nedfallet och massan hos blocket är pådrivande. Vid sprickkartering kan farliga sprickriktningar identifieras och därmed instabila block. Den motverkande friktionskraften på blocket beror av friktionskoefficienten med tillhörande normalspänning. Pådrivande kraft blir

$$S=V*\rho$$

S =Lasteffekt [kg]

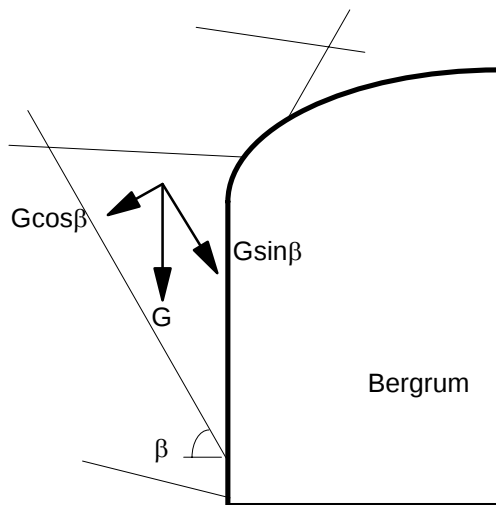
V =Bergblockets volym [m^3]

ρ =Bergblockets densitet [kg/m^3]

Sprickkartering är ett mycket viktigt verktyg för att kunna identifiera farliga block. Ett alternativ är att säkra hela bergrummet genom systematisk förstärkning, vilket naturligtvis är mycket kostsamt.

2.2.2 Bergblock på glid

Om blocket glider utesluter ett sprickplan måste sprickans friktion beaktas, se Figur 6 nedan



Figur 6. Bergblock på glid.

Figure 6. Unstable wedge.

En bult som bär last (S) i glidytans riktning belastas med tyngden

$$S=G\sin\beta - (cA+G\cos\beta\tan\phi)$$

S =Lasteffekt [N]

G =Bergblockets tyngd [N]

c =Glidyntans kohesion [Pa]
 A =Glidyntans area [m^2]
 φ =Glidyntans friktionsvinkel
 β =Bergblockets lutningsvinkel

Sprickkartering är även här ett mycket effektivt hjälpmedel för att identifiera farliga block. Dessutom måste glidyntans kohesion, c , och friktionsvinkel, φ , kunna bestämmas för att förstärkningen skall kunna anpassas genom analytisk beräkning.

2.2.3 Osäker valvbildning

Detta fenomen beskrivs i "Valvbildning i Sprickigt Hårt Berg", Stille (1980).

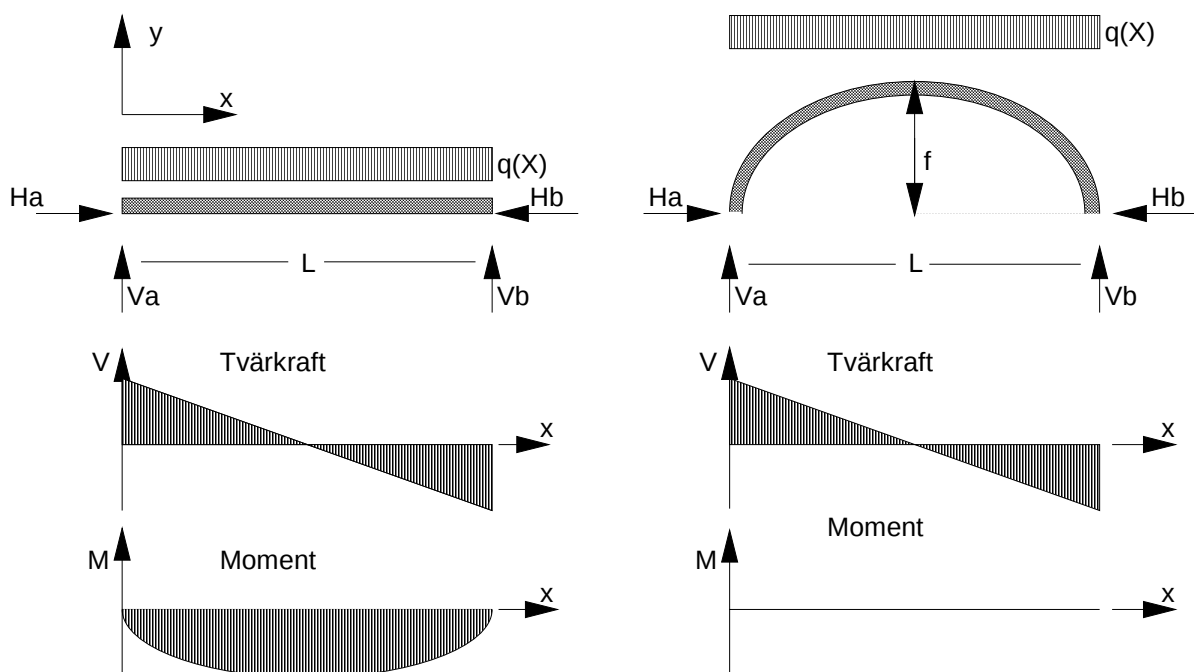
I en uppsprucken bergmassa kan man urskilja enskilda block som pga sin egentyngd vill ramla ned. Genom att anpassa bergrummets kontur till rådande spänningsförhållande kan en valvbildning uppstå. Grundprincipen för valvbildningen är att tryckkrafterna är så stora att friktionen mellan blocken stabiliserar konstruktionen.

Den last som valvet bär fördelas som tryckkraft genom valvet till stödreaktionerna. Stödreaktionernas mothållande moment motverkar den utbredda lastens moment så att man erhåller en momentfri konstruktion dvs ett valv.

Ett valv kan kollapsa på tre sätt:

- Glidning i fog
- Krossning av fog eller block
- Rotation av block

Stabiliteten hos ett valv kan enklast betraktas genom jämförelse med en fritt upplagd balk utsatt för en jämt utbredd belastning q . Genom friläggning identifieras de krafter vilka balken är påverkad av. För den horisontella balken gäller att den utbredda lasten orsakar ett moment $M(x)$ och en nedböjning y av balken. När balken är valvformad med pilhöjden f bildas ett mothållande moment $H_a * f$ som medför att momentet i valvet försvinner, se Figur 7 nedan.



Figur 7. Tvärkraft och momentdiagram för balk respektive valv med utbredd belastning $q(x)$. Pilhöjden, f , medför att valvet endast överför tryckkrafter.

Figure 7. Shear and moment diagrams for a beam and a valve with uniformly distributed load $q(x)$. Due to the arrow height, f , the valve will only bear compressive stresses.

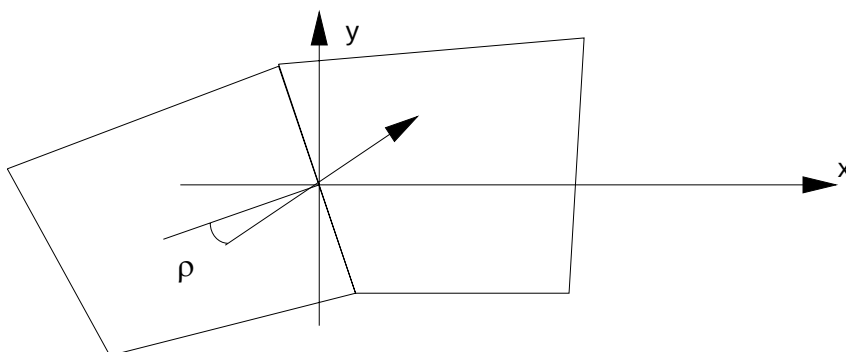
Den maximala belastning q som valvet kan bära blir då

$$q = \frac{8H_q * f}{L^2}$$

Trycklinjen blir en parabel med höjden y som funktion av avståndet x från upplaget

$$y = f \left[1 - \left(\frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

För att glidning ej skall uppstå i fogytorna gäller att trycklinjens lutning gentemot fogytan, ρ , ej får vara större än fogytans friktionsvinkel, se Figur 8 nedan.



Figur 8. Glidning i en fog. När trycklinjens vinkel, ρ , blir större än fogytans friktionsvinkeln riskerar blocket att glida. Trycklinjens skjuvkomposant får ej överskrida den friktionskraft som orsakas av normalkraftskomposanten.

Figure 8. Sliding in a joint. When the angle of the pressure line, ρ , exceeds the angle of friction for the joint surface the block could slide. The shearing component of the pressure line must not exceed the friction force caused by the normal stress component.

Vid krossning av fog överskrids helt enkelt bergets tryckhållfasthet. Orsaken till detta kan vara att den verkliga kontaktytan mellan blocken lokalt är reducerad alternativt en svaghetszon i bergmassan. Rotation av block uppträder om trycklinjen hamnar utanför valvet.

Risken för glidning anses begränsa valvets bärförmåga i första hand. Spänningar och deformationer i enskilda block har funnits ha stora lokala variationer trots yttre likvärdiga förhållanden. De geometriska faktorerna är ofta lätta att finna men modellens (balk med jämnt utbredd last och upplagsreaktioner) dåliga överensstämmelse med verkligheten medför att detta stabilitetsproblem är svårt att analytiskt klarlägga. Problemet ligger huvudsakligen i att kunna bestämma den horisontella kraften H_b .

2.3 Brott i bergmaterialet

Själva bergmaterialet kan gå i brott beroende på ogynnsamma spänningar eller låg hållfasthet hos materialet. För berg med hög hållfasthet är kvoten mellan största huvudspänning och bergmaterialets hållfasthet viktig (se Hoek & Brown, 1980). Storleken på den minsta huvudspänningen har också stor betydelse. De olika brottmekanismerna för hårt och svagt berg beskrivs nedan. När bergmaterialet är svagt spelar inte bara storleken på huvudspänningar roll utan även förekomsten av vatten och risken för stora gravitativa utfall.

2.3.1

Brottmekanismer för hårda bergmaterial

Beroende på spänningstillståndet kan olika brottmekanismer identifieras för homogent bergmaterial. Resonemanget beskrivs i Nordlund & Rådberg (1994) samt Stille & Nord (1990).

- **Dragbrott** orsakade av ogynnsamma spänningskoncentrationer. Inhomogeniteter eller defekter i bergmaterialet kan liksom utformningen av ett bergrum vara orsak till uppkomsten av dragspänningar.
- **Spjälkbrott** uppstår där en huvudspänning är betydligt större än de minsta, $\sigma_1 \gg \sigma_3$. Stora tryckspänningar i en riktning orsakar tvärdragspänningar i en riktning vinkelrätt den förra.

När bergmaterialet har spröda egenskaper brukar brottfenomenet benämnas **smällberg**.

- När bergarten i sig är uppsprucken och saknar hållfasthet vinkelrätt största huvudspänningen kan brott uppstå vid lägre spänningsnivå och benämns då **knäckning**.
- Vid fleraxlig belastning kan **skjuvbrott** uppstå. Fenomenet är närbesläktat med spjälkbrottet men den intermediära- och minsta huvudspänningen trycker ihop sprickorna så att endast enstaka brottytor uppstår.

En brottmekanism som är tidsberoende är **ravelling**. Här luckras berget successivt upp av ändrade fuktförhållanden eller kemisk vittring och lösa bitar kan falla in i bergrummet.

2.3.2

Brottmekanismer för svaga bergmaterial

Om bergmassans hållfasthet är alltför låg i förhållande till spänningssituationen kan bergmassan genomgå en stor elastisk eller plastisk deformation. Fenomenet kan delas in i kort- och långtidsstabilitet. Med korttidshållfasthet avses den tid som den oförstärkta bergmassan närmast tunnelfronten är stabil. Långtidshållfastheten berör främst fenomenet **squeezing**. Med detta menas ett segt bergmaterial som kan genomgå stora deformationer utan att ytan faller sönder.

Fenomenet har inte någon generell teoretisk lösning (Brantmark, 1997). Ett antal principiella lösningar med olika angreppssätt finns dock. GRC-konceptet är tillämpligt för att analytiskt betrakta stabiliteten och dimensioneringen.

När bergmassan är av dålig kvalitet kan progressiva brott uppstå. Dessa brottyper är mycket farliga då okontrollerbara inflöden av material i tunneln kan uppstå. Det finns tre former av progressivt brott:

- **Running ground** - Det lastupptagande materialet runt bergrummet består av friktionsmaterial och kan rasa in i tunneln

- **Flowing ground** - När det finkorniga materialet är uppblandat med vatten kan det rinna in i tunneln
- **Ravelling** - Berget luckras successivt upp av ändrade fuktförhållanden eller kemisk vittring och lösa bitar kan falla in i bergrummet.

Om bergmaterialet är utsatt för en mycket hög hydrostatisk belastning kan **stukning** inträffa. Det innebär att materialets porer kollapsar och någon egentlig brottyta utbildas ej.

3 FÖRSTÄRKNINGSÅTGÄRDER

Byggande i berg erfordrar normalt förstärkningsåtgärder. När bergmassans förutsättningar är goda och konsekvenserna av ett stabilitetsproblem är små kan man låta bergrummet utnyttjas utan förstärkningsåtgärder. Allt utrymme under berg där människor frekvent befinner sig är försett med någon form av förstärkning.

Vid val av förstärkningsåtgärd är det alltid viktigt att ta hänsyn till både bergets egenskaper och typen av nyttjande.

3.1 Bultar

Bergbultning beskrivs av Bjurström & Heimersson (1979) som en av de mest använda förstärkningsmetoderna i bergrum Sverige. Dess stora användning beror i första hand på metoden är enkel, tämligen billig samt flexibel. Möjligheten att kombinera bergbultar med exempelvis sprutbetong eller armeringsnät ökar användningsområdet ytterligare.

Bergbultens lastupptagande förmåga kan delas in efter fyra olika typer:

Bottenförankrade bultar bär som namnet antyder upp last genom bottenförankring och inspänning genom en bricka och mutter. En expander i bultens botten expanderar när bulten dras åt i den yttre änden. Bulten är endast lämplig att ta dragspänning och får då en likformig spänning respektive töjning längs hela bulten.

Holmberg (1991) beskriver mekanismen hos icke förspända ingjutna bergbultar. Dessa är helt ingjutna och kan ta upp både drag- och skjuvspänningar. De utgörs vanligen av kamstål ingjutet i cement eller epoxyplast.

En tredje typ är både bottenförankrad och ingjuten. Ingjutningen skyddar bulten mot korrosion och en bottenförankrad bult som skall vara del i den permanenta förstärkningen är vanligen ingjutna. Förutom att ha produktionstekniska fördelar har den en bättre lastupptagande förmåga.

Friktionsbultar är en modernare typ av bult som framförallt är användbar som drift-förstärkning. Genom att pressa in en bult större än borrhålet eller hydrauliskt expandera en mindre bult kommer bulten att genom friktionskrafter kunna bära last.

3.1.1 Bergbultars verkningssätt

De bergmekaniska problem som kan åtgärdas med bultar är:

- utfall av enskilda block
- bergblock på glid
- osäker valvbildning
- samverkande konstruktioner

Bultar tar normalt upp last genom drag eller skjuvning. Det enklaste fallet innebär att en bottenförankrad bult tar draglast. Maximal belastning, $\sigma_{\max}$, bestäms då som

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{\max}}{A}$$

där $F_{\max}$ är den maximala kraften som verkar på bulten och A är bultens tvärsnittsarea. För en ingjuten bult bestäms hållfastheten av både bultens och gjutmassans egenskaper. Mekanismerna beskrivs av Holmberg (1991).

Genom att förspänna bulten kan dess draghållfasthet mobiliseras direkt. När bulten är ingjuten sker lastupptagning i form av dragspänning i takt med att deformationerna runt bulten ökar.

Bultar kan även ta upp skjuvkrafter. Den ingjutna bulten tar upp skjuvkrafter direkt. Dragspänningen i en bottenförankrad bult medför ökad normalspänning på skjuvplanet och därmed större mothållande skjuvkrafter.

Bultar kan även samverka med sprutbetong i en konstruktion. Det främsta syftet här är att förankra sprutbetongen så att momentupptagningsförmågan ökar, se Avsnitt 3.2.2 *Fiberarmerad sprutbetong med böjmotstånd*.

Dimensionering av bultförstärkning baseras ofta på erfarenhet. Handböcker såsom Bjurström & Heimersson (1979) beskriver hur dimensionering skall utföras för ett antal bergmekaniska typfall.

3.2 Sprutbetong

Sprutbetong kan användas för ett antal olika typer av förstärkningsfall. Beroende på bergytans karaktär och närvaron av bultar, armeringsnät eller stålfibrer har sprut-

betongen varierande funktion (Holmgren, 1992). Den oarmerade sprutbetongen bär upp last genom framförallt vidhäftningshållfasthet. Chang Y. (1994) beskriver brottmekanismen för fiberarmerad sprutbetong i sprickigt hårt berg som en trestegsprocess:

1. adhesion mellan berg och sprutbetong
2. allteftersom sprutbetongen deformeras och släpper från underlaget förflyttas adhesionsområdet vidare och sprutbetongen mobiliserar böjmotstånd
3. residualhållfasthet hos sprutbetongen till följd av tillförda stålfibrer

3.2.1 Yttäckande förstärkning med vidhäftningshållfasthet

Yttäckande förstärkning hindrar nedfall av enstaka block genom betongens vidhäftningshållfasthet gentemot berget. Det höga trycket med vilket sprutbetongen påförs medför enligt Stille et al (1990) även att bruk tränger in i sprickor och förseglar dessa (murbrukseffekt). Konsekvensen av detta blir att ytliga lösa stenar hålls fast och urlakning av hållfasthetshöjande sprickfyllnad förhindras. Effekten av detta är emellertid svår att kvantifiera och tillgodoräknas inte vid dimensionering.

Ett potentiellt nedfallande block hålls emot längs hela sin ytliga spricklängd enligt Figur 9 nedan. Blockets tyngd hålls upp av sprutbetongens vidhäftningshållfasthet multiplicerat med den vidhäftande arean

$$W = \tau_{ad} * \delta * O_m$$

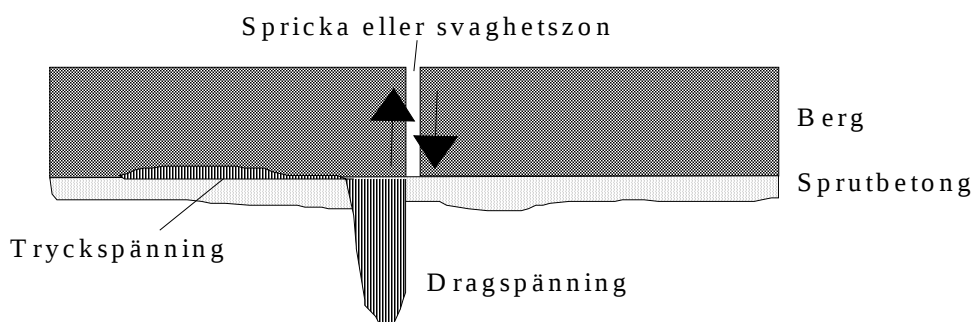
där

W = blockets tyngd

τ_{ad} = betongens vidhäftningshållfasthet

δ = bredden på lastupptagande yta

O_m = Omkrets på lastupptagande yta



Figur 9. Sprutbetongen motverkar den påskjutande kraften i det högra blocket genom vidhäftningshållfasthet i det angränsande skiktet (efter Holmgren, 1992).

Figure 9. Forces pushing on the right side will be resisted by the adhesion strength in the adjacent layer of shot concrete.

Bredden på den vidhäftande ytan som är bärande uppges av Holmgren (1992) som cirka 30 mm. Storleken på vidhäftningshållfastheten τ_{ad} kan bestämmas i fält genom utdragsprov. Normala värden är 0.5 - 2.0 MPa.

3.2.2 Fiberarmerad sprutbetong med böjmotstånd

En vanlig mekanism vid brott i sprutbetong är böjdragbrott. Draghållfastheten kan ökas väsentligt genom tillförsel av stålfiber, normalt 50-75 kg/m³ betong. Tryckhållfastheten påverkas endast marginellt av fibertillsatsen. En sprutbetongs förmåga att deformera under belastning och därmed ta upp energi bestäms genom det så kallade seghetsindexet I (se Holmgren, 1992). Detta anger hur mycket energi som kan tas upp av den 28 dygn gamla betongen efter det att uppsprickning skett vid böjpåkänning.

Krav på fiberbetongen ställs på maximal- och residualhållfasthet avseende böjdrag (efter Holmgren, 1992). Karakteristiskt värde för maximala böjdraghållfastheten, f_{flck} , definieras enligt ASTM C1018 som

$$f_{flck} = \frac{R_{5,10}}{100} f_s = 20 \frac{I_{10} - I_5}{100} f_s$$

Där f_s är den spänning som råder vid uppkomsten av första böjdragsprickan. Karakteristiskt värde för residuala böjdraghållfastheten, f_{flcrk} , definieras enligt ASTM C1018 som

$$f_{flcrk} = \frac{R_{10,30}}{100} f_s = 5 \frac{I_{30} - I_{10}}{100} f_s$$

För en balk påverkad av ett böjande moment uppstår dragspänningar. För det elastiska fallet kan den maximala böjdragspänningen, f_{max} , uttryckas som

$$f_{max} = \frac{M * \frac{d}{2}}{I}$$

där M [Nm] är momentet och d [m] höjd alternativt tjocklek hos balken. Maximalt moment i en rektangulär balk blir då

$$M_{max} = \frac{f_{max} * I * 2}{d}$$

För en utsträckt rektangulär balk kan momentkapaciteten, m [Nm/m], uttryckas som

$$m_{max} = f_{max} \frac{d^2}{6}$$

Vid dimensionering av fiberarmerade plattor kan momentkapaciteten i en statiskt obestämd konstruktion enligt Holmgren (1992) bestämmas som

$$m=0,9 \frac{R_{5,10} - R_{10,30}}{200} f_s \frac{d^2}{6}$$

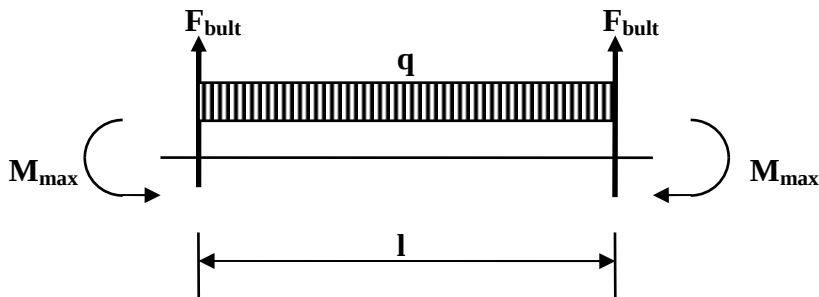
Sprutbetongen kan även dimensioneras för att bära last vid en given deformation (vinkeländring 1/250). Restspänningsnivån $R_{10,20}$ motsvarar denna vinkeländring (Stille et al, 1994). Karakteristisk spänning för max vinkeländring, f_{fresk} kan uttryckas som

$$f_{\text{fresk}} = \frac{R_{10,20}}{100} f_{\text{fcr}}$$

Maximalt moment, M_{max} , till följd av en jämnt utbredd last uppstår vid sprutbetongens infästning i bulten och kan bestämmas som

$$M_{\text{max}} = \frac{ql^2}{12}$$

med beteckningar enligt nedan



Figur 10. Utbredd belastning på sprutbetong mellan två bultar.

Figure 10. Uniformly distributed load on shot concrete between two rockbolts.

Bultens last måste också kontrolleras. Den kan bestämmas som

$$F = \frac{q \cdot L}{2}$$

3.2.3

Valvverkan

Sprutbetong påförd i tjocka skikt eller platsgjuten lining som överbryggar konturens ojämnheter kan antas bära last genom upptagande av tryckkrafter såsom i ett valv. Den maximala tryckkraft ett betongskal kan ta bestäms som (Stille & Nord, 1990)

$$p_{\max} = \frac{1}{2} * \sigma_c \left(1 - \left(\frac{r_i - t}{r_i} \right)^2 \right)$$

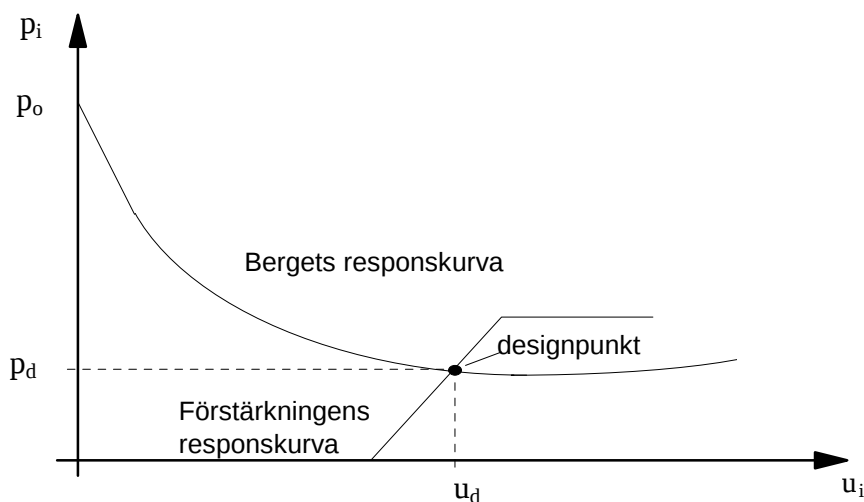
För ett tryckt skal är armering normalt omotiverat. Om den yttre belastningen ej är hydrostatisk kan dragpartier uppstå i betongen. Armering hjälper då betongen att ta upp dragkrafterna. Generellt kan detta beteende analyseras med numeriska metoder kopplade till GRC-konceptet (se Avsnitt 3.3 *Samverkande system* nedan).

3.3

Samverkande system

Ett vanligt sätt att betrakta förstärkningen är att se den som ett system i samverkan med berget. Förstärkningens verkan beror alltid av bergets rörelse, för några specifika beräkningsfall tar man hänsyn till detta. Motståndsförmågan bestäms som den maximala tryckpåkänningen ett valv kan bära.

Åskådliggörande med GRC



Figur 11. Om förstärkningen installeras i rätt tid kommer den att samverka med berget. När förstärkningen har deformerats till u_d har ett mothållande tryck p_d mobiliserats så att deformationen avstannar vid u_d , förutsatt att förstärkningen ej går i brott.

Figure 11. When installed at the right time, the reinforcement will act together with the rock. When the reinforcement is deformed to u_d a resisting pressure p_d is

mobilised and the deformation will stop, provided that the reinforcement not have reached failure.

Bergets responskurva i Figur 11 beskrivs genom formlerna nedan (Stille et al., 1990). För elastiskt tillstånd gäller att

$$p_i > \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

$$u_i = \frac{r_i}{E} \cdot (1 + \nu)(p_0 - p_i) \quad p_i = \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

och för plastiskt tillstånd att

$$p_i < \frac{2}{1+k} \cdot (p_0 + a) - a$$

$$u_i = \frac{r_i}{E} \cdot (1 + \nu)(p_0 - p_i) + \frac{1}{2} \varepsilon_v r_i \left[\left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 - 1 \right]$$

Vid denna dimensionering är både storleken på förstärkningen och tidpunkten för installation av stor vikt. Genom att låta berget deformeras innan förstärkningen appliceras blir lasten på förstärkningen mindre. Det är därför mycket viktigt att mäta deformationerna hos berget vid denna typ av förstärkning.

4 DAGENS FÖRSTÄRKNINGSFILOSOFI

Arbetet med erhålla ett stabilt bergrum följer vanligtvis nedanstående schema:

1. Optimering av bergrummets form och placering
2. Byggnation med så liten påverkan på bergets kontur och omgivning som möjligt
3. Installation av lämpligt förstärkningssystem
4. Övervakning av bergrummets stabilitet

Den optimering som punkt 1 avser inkluderar ej en färdig design av bergrummet. Dagens förstärkningsfilosofi bygger på att man använder sig av ett system med initiell och slutlig förstärkning. Under uttaget av berg utförs en initiell förstärkning som säkerställer säkerheten för de bergarbetare som befinner sig inne i berget under en begränsad tid. Med kunskap om berget efter karteringar och stabilitetsövervakning kan man bestämma vilken slutlig förstärkning som erfordras med tanke på bergrummets framtida användning. Den initiella förstärkningen är normalt en del av den permanenta.

Den initiella förstärkningen är mycket starkt knuten till bergmannens blick och erfarenhet. Arbetsgången beskrivs av Stille et al (1994). Det är viktigt att påpeka att man aldrig i förväg kan erhålla en så detaljerad information om de bergmekaniska förhållandena att en detaljerad dimensionering kan utföras i projekteringsskedet. Den slutgiltiga dimensioneringen och fastställande av rätt anpassade förstärkningsåtgärder kan göras först efter inspektion av berget i samband med drivningen. Ett flertal metoder för att bestämma den slutliga förstärkningen beskrivs nedan.

4.1 Erfarenhetsbaserad förstärkning

Byggande i berg är ett komplext problem och svårigheterna att finna analytiska och numeriska lösningar medför att erfarenhet får stor betydelse. Det kan vara svårt för ingenjören att acceptera en dimensionering baserad på erfarenhet men vid byggande i berg kan beräkningar ibland ej överträffa den erfarnes känsla. Vid design av bergrum utförs analytiska och numeriska beräkningar baserade på antaganden om bergmassans egenskaper. Oavsett vilken beräkningsmodell som används beror resultatet på vilka antaganden som gjorts om bergmassans egenskaper. För att kunna utföra bästa möjliga design måste bästa möjliga information finnas tillgänglig. Detta inträffar i praktiken när berget är lossbrutet och okulärt kan besiktigas.

4.1.1 Bergmannens erfarenhet

Åratalers erfarenhet av arbete med bergrum ger bergarbetaren en stor och värdefull kunskap. Främst okulär besiktning men även sonderingsborrning och andra undersökningsmetoder ligger till grund för en subjektiv bedömning av vilken förstärkning som erfordras. Trots detta finns det begränsningar i vilken tillämpning man

kan förvänta sig av den erfarne bergmannen. Eftersom det alltid handlar om subjektiv bedömning för den enskilde är det viktigt att ifrågasätta vilket beslutsunderlag som finns.

- Eftersom bergmannens blick bygger på erfarenhet kopplar han ett eventuellt problem till tidigare händelser. Moderna förundersökningsmetoder ger värdefull information som kan vara svår att behandla för bergmannen. Det uppstår således ibland situationer då ingenjörens metoder ”ser” faror som inte bergmannen gör (och omvänt).
- Bergmannen väljer förstärkning för att vara ”på säkra sidan”. Vilken säkerhet erhålls då? Utifrån beställarens och myndigheters krav på säkerhet kan det vara svårt att ge ett numeriskt värde på vilken säkerhet (uppskattad) som konstruktionen har.
- Varje undermarksprojekt som genomförs tillför ny kunskap om förundersökningsmetoders validitet och bergets egenskaper. Genom användandet av bergklassificeringssystem kan kunskapen spridas och bli användbar för en bredare skara.

4.1.2 Klassificeringssystem

Allmänt

Användandet av klassificeringssystem kan många gånger underlätta dimensioneringen av berganläggningar. Det är viktigt att ha förståelse för att bergklassificeringsmetoder inte kan ersätta omsorgsfullt utarbetade beräkningsmetoder. Analytiska och numeriska metoder kräver dock god tillgång till indata i form av in situ spänningar, bergegenskaper samt drivningsmetoder, något som sällan är uppfyllt. I takt med att drivningen fortskrider och data samlas in kan klassificeringsmetoden uppdateras och därmed anpassas till aktuella bergförhållanden.

Den kanske viktigaste bristen med klassificering är att metoderna inte kan ta tillräcklig hänsyn till lokala bergmekaniska problem. Även om många parametrar tas med i bedömningen måste man vara observant på att klassificeringen ibland missar allvarliga problemställningar.

Rock Mass Rating enligt Bieniawski

RMR metoden beskrivs i Bieniawski (1989) som ett användbart klassificeringssystem grundat på sex parametrar:

1. Enaxiell tryckhållfasthet
2. RQD
3. Sprickavstånd
4. Spricktillstånd
5. Grundvattenförhållanden
6. Sprickorientering

Varje enskild parameter bestäms och poängsätts enligt ett känt poängsystem. Summan av poäng för de olika parametrarna bildar bergmassans RMR.

Systemet är enkelt att använda och parametrarna kan erhållas från kärnborrhål eller kartering av bergyta. Tillsammans med poängsystemet kan rekommendationer för dimensionering användas. RMR har fått stor spridning och tillämpats på ett stort antal undermarksprojekt. Detta har medfört att samband har påvisats mellan RMR och bergmassans mekaniska parametrar. I Bieniawski (1989) sammanställs olika författares samband mellan RMR och kohesion, friktionsvinkel samt E-modul.

Q-systemet enligt Barton

Ett stort antal praktikfall ligger till grund för denna klassificeringsmetod utvecklad vid Norges Geotekniska Institut. Metodens uppbyggnad och användning beskrivs i Hoek et al. (1980). Enligt Q-systemet kan bergkvaliteten uttryckas som:

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

Det numeriska värdet på Q varierar inom intervallet 0.001 till 1000 och definieras av de sex parametrarna:

1. RQD = Uppsprickningsgrad
2. J_n = Antal sprickgrupper
3. J_r = Sprickytans råhet
4. J_a = Sprickans omvandlingsgrad
5. J_w = Grundvattenförhållanden
6. SRF = Spänningsreduktionsfaktor

Sedan Q-systemet presenterades 1974 har uppdatering av de olika parametrarnas influens utförts ett flertal gånger. Parallellt med användningen av bergklassificering vid olika projekt har förstärkningsrekommendationer utformats avseende bultar och sprutbetong. Dessa rekommendationer är ett av systemets stora fördelar och gör att det används mycket.

Användning av klassificeringssystem

RMR och Q-systemet är de två mest använda och spridda klassificeringssystemen. De är nära besläktade med varandra och grundar sig på nästan samma parametrar. Bedömningen av de sex olika parametrarna skiljer dock något och vid vissa bergförhållanden kan stora skillnader erhållas. Hoek et al. (1993) pekar på följande skillnader:

- RMR använder enaxiell tryckhållfasthet direkt medan Q värdet bygger på den aktuella spänningssituationen i berget.

- Båda har tre faktorer för sprickornas egenskaper men deras viktning är olika

Klassificeringssystemen är till stor hjälp vid förstärkning av bergrum men de får ej ses som en definitiv förstärkningslösning. Förstärkningsrekommendationerna är mycket grova instrument som ofta kan leda till överdimensionering. I Sverige har Q-systemet fått stor spridning som en del av bedömning av förstärkningsbehovet i förundersökningen. Under byggnationen definieras sedan olika förstärkningsklasser mha framförallt Q-värdet. Vid kartering av berget kan sedan dimensionering justeras till att anpassa lokala förhållanden, se vidare Avsnitt 5.3 *Observationsmetoden*.

Samtidigt med användningen av klassificeringssystem uppdateras dessa och korrekteringsstermer införs som gör systemen bättre. Bienawski (1989) betonar samtidigt att klassificeringssystemen skall ses som ett komplement till, och inte en ersättning för, analytiska metoder och deformationsmätningar.

4.2 Analytiska metoder

Statiska beräkningar är lämpliga att utföra i designstadiet och/eller vid utformningen av den permanenta förstärkningen. Beräkning i designstadiet bygger på en antagen bergmassa med konstanta förhållanden över en viss sträcka. Man kan då välja mellan att:

- Utföra beräkningar under antagande av en bergkvalitet som motsvarar ett bedömt genomsnitt för aktuellt berg. Om bergkvaliteten vid drivning lokalt skulle visa sig underskrida designparametrarna utökas förstärkningen så att rätt stabilitet erhålls.
- Räkna på sämsta tänkbara förhållanden och konsekvent dimensionera utifrån dessa. Liten hänsyn behöver då tas till verklig bergkvalitet och observationsinsatsen kan minimeras.
- Kombination av ovanstående.

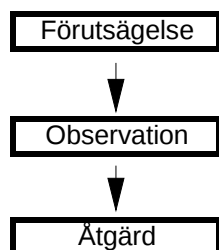
Allt byggnadsmaterial är inhomogent och måste på något vis modelleras för att möjliggöra beräkningar. Vidare måste man ha en modell för hur krafterna verkar. I det bergmekaniska fallet används modeller uppbyggda av ett flertal antaganden. Den kanske viktigaste frågan är om berget skall behandlas som ett homogent material enligt kontinuummodellen eller som ett inhomogent material enligt diskontinuummodellen. Vi har följaktligen en osäkerhet redan i vår modell. Än viktigare är kanske ändå de data vi lägger in i modellen. Oavsett hur bra modellen är kommer resultatet vara helt beroende av kvaliteten på indata.

Grundfilosofin vid dimensionering av berganläggningar är att anpassa förstärkningens bärförmåga till bergets lasteffekt. De i Kapitel 3 beskrivna förstärkningsåtgärdernas statiska bärförmåga kan uppskattas med någon lämplig beräkningsmodell. Vidare modelleras bergets lasteffekt genom studie av förundersökningsresultat, kartering samt

observation av bergets rörelser. Berget och förstärkningen kan då bilda ett samverkande system som är långtidsstabil.

4.3 Observationsmetoden

Ett mycket vanligt sätt att kombinera numeriska och analytiska beräkningar med erfarenhetsbaserad dimensionering är att bygga enligt observationsmetoden. Det första steget är då att göra en förutsägelse om vilka förhållanden som råder i berget. Under byggnationen observeras kontinuerligt hur verkligheten stämmer överrens med förutsägelsen. Den nya kunskapen medför att förutbestämda åtgärder vidtas vad gäller drivningsförfarande och förstärkningsåtgärder. Arbetssättet kallas *aktiv design*.



Figur 12. Aktiv design.
Figure 12. Active design.

Användandet av observationsmetoden garanterar ej ett bra resultat, det är naturligtvis av stor betydelse att varje steg genomgås med rätt kompetens. Den kanske största svårigheten med observationsmetoden ligger i att tillräckligt snabbt finna en acceptabel nivå på förstärkningen.

4.4 Tunnelldrivningskoncept

Utnyttjandet av erfarenhet och bergklassificeringssystem har medfört att kompletta tunnelldrivningskoncept framtagits. Det kanske mest kända konceptet kallas för *The New Australian Tunneling Method*, NATM, beskrivet av Bieniawski (1989). Konceptet utvecklades mellan 1957 och 1965 i Österrike. Dess grund ligger i Ground Reaction Curve konceptet tillsammans med empiri. Fyra viktiga karaktärsdrag för konceptet är:

1. Den initiella förstärkningen utformas så att bergmassans egen hållfasthet mobiliseras. I praktiken innebär det att deformationsegenskaperna hos förstärkningen skall vara sådana att berget tillåts deformeras något innan förstärkningen verkar fullt ut.
2. För att säkerställa bergmassans lastbärande förmåga påförs ett tunt lager sprutbetong omedelbart efter framdrift. Därmed säkerställer man att en succesiv uppluckring av berggrummets kontur ej inträffar.

3. Kontinuerlig övervakning av deformationer ger information om bergrummets stabilitet.
4. Utifrån uppmätta deformationer installeras den slutgiltiga förstärkningen, vilken är en flexibel kombination av sprutbetong, bultar, nät och stålbågar.

Konceptet är speciellt lämplig att nyttja vid byggande av underjordsanläggningar i lösare berg. Förutom att ställa höga krav på entreprenörens kunskaper och färdigheter kräver NATM speciella kontraktsformer som möjliggör flexibla arbetsmetoder.

Den norska varianten *Norwegian Method of Tunneling*, NMT, introducerades av Barton et al 1992. Som namnet antyder beskriver metoden hur man i Norge driver tunnlar. Den föreskriver enligt Blindheim (1997) tillvägagångssätt för

- förundersökning
- design
- bergbrytning
- bergförstärkning

Metoden bygger i huvudsak på observationsmetoden och utnyttjande av tidigare erfarenheter från bergbyggnad. Q-systemet förordas samt förstärkning med bultar och sprutbetong.

5 STATISTISKA METODER FÖR RISKBASERAD DIMENSIONERING

Referens: Structural reliability theory and its applications, Thoft-Christensen and Baker (1982)

5.1 Formell brottsannolikhet

Bärförmågan (R) liksom lasteffekten (S) hos en konstruktionsdel kan beskrivas som stokastiska variabler tillhörande en given fördelning. Det karakteristiska för den formella brottsannolikheten är faktumet att man känner till fördelningen för alla ingående basvariabler. Detta är en förutsättning för riskbaserad dimensionering. Allmänt gäller att $R \leq S$ medför brott. Sannolikheten för brott blir

$$P_f = P(R < S) = P(R - S < 0)$$

Bärförmågens och lasteffektens fördelning kan enligt definitionen skrivas som en sannolikhetstäthetsfunktion beroende av ett antal variabler x_i där $i=1,2,\dots,n$. Till varje täthetsfunktion $f(x_i)$ hör en fördelningsfunktion $F(x_i)$. För fallet $i=1$ gäller

$$R = f_R(x) \qquad S = f_S(x)$$

Brottsannolikheten P_f blir då

$$P_f = P(f_R(x) < f_S(x)) = P(f_R(x) - f_S(x) < 0)$$

Om bärförmågan och lasteffekten är oberoende av varandra kan brottsannolikheten uttryckas som produkten av de två delsannolikheterna att $x < S < x + dx$ samt $R < x$. Allmänt gäller för två oberoende händelser att

$$P(A \cup B) = P(A) * P(B)$$

För vårt fall motsvaras $P(A \cup B)$ av P_f . Brottsannolikheten erhålls då som

$$P_f = P(f_R(x) - f_S(x) < 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx$$

Integralen ovan är normalt mycket svårlöst och funktionerna $F_R(x)$ och $f_S(x)$ är svåra att finna. Det finns ett antal specialfall av speciellt intresse. Om R och S är normalfördelade så att $R \in N(\mu, \sigma)$ och $S \in N(\mu, \sigma)$ kan brottsannolikheten P_f uttryckas som funktion av säkerhetsmarginalen M , där M är differensen mellan R och S .

$$P_f = P(M \leq 0)$$

Den erhållna brottsannolikhetsfunktionen beror således endast av en variabel och funktionen kan normaliseras till att motsvara den standardiserade normalfördelningen. Genom att transformera normalfördelade variabler till standardiserade basvariabler kan beräkning av sannolikheter utföras med den betydligt mer hanterbara β -metoden beskriven nedan.

5.2 β -metoden

β -metoden skiljer sig från den formella brottsannolikheten såtillvida att ett antal förenklingar och antaganden görs så att beräkningarna underlättas samtidigt som precisionen försämras.

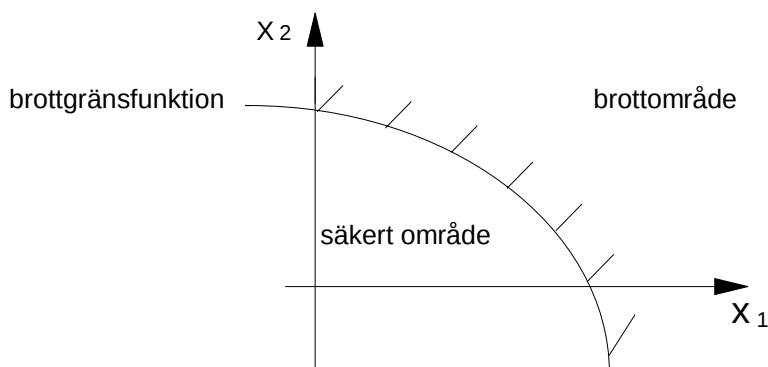
Det första problemet som måste lösas för att brottsannolikheten hos en konstruktion skall kunna bestämmas är vilka variabler som är relevanta att ha med i brottfunktionen. Dessa kallas för basvariabler. Man antar att ett antal basvariabler $\bar{X} = (X_1, \dots, X_n)$ kan identifieras så att en brottgränsyta i en n-dimensionell rymd ω kan definieras. Brottgränsytan delar in den av basvariablerna uppbyggda rymden i två delar, brottområdet ω_f och det säkra området ω_s . Brottgränsytan uttrycks som

$$f(\bar{x}) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

$$f(\bar{x}) > 0 \text{ då } \bar{x} \in \omega_s$$

$$f(\bar{x}) \leq 0 \text{ då } \bar{x} \in \omega_f$$

Ett tvådimensionellt fall visas i Figur 13. Den brottgränslinje som visas är den linje som motsvarar skärningslinjen mellan brottgränsytan och en tredje koordinats nollvärde.



Figur 13. Brottgränsfunktionen i ett tvåaxligt koordinatsystem. I brottområdet är $f(\bar{x}) < 0$ och i det säkra området är $f(\bar{x}) > 0$. Själva brottgränsfunktionen motsvarar $f(\bar{x}) = 0$.

Figure 13. The failure function in a two axis co-ordinate system. Inside the failure area $f(\bar{x}) < 0$ and in the safe area $f(\bar{x}) > 0$. The failure function corresponds to $f(\bar{x}) = 0$.

För det enklaste fallet då $f(\bar{x}) = 0$ är linjär kan säkerhetsindex β direkt uttryckas som

$$\beta = \mu_M / \sigma_M$$

För mer komplexa brottgränsfunktioner finns metoder att omforma uttrycket så att β -metoden blir applicerbar.

- Om $f(\bar{x})=0$ inte är linjär måste funktionen omformas till att bli linjär runt den aktuella designpunkten.
- Om de i brottgränsfunktionen ingående stokastiska variablerna inte är oberoende normalfördelade transformeras de till att bli oberoende.
- Variablerna måste oftast även transformeras för att tillhöra den standardiserade normalfördelningen

I det nya transformerade koordinatsystem motsvarar β -värdet det kortaste avståndet mellan brottgränsytan och origo.

5.3 Partialkoefficienter

β -metoden och den formella brottsannolikheten har många fördelar men enklare metoder för dimensioneringsarbete erfordras. Partialkoefficientmetoden innebär att dimensionerande värden på bärförmågan och lasteffekten beräknas.

För basvariablerna definieras först ett karakteristiskt värde. Detta värde definieras enligt Thoft-Christensen & Baker (1982) som en viss percentil av basvariabeln X.

För bärförmågan gäller att alla karakteristiska värden f_k divideras med partialkoefficienten γ_m varmed det dimensionerande värdet, f_d , erhålls. För lasteffekten gäller på liknande sätt att det karakteristiska värdet F_k multipliceras med partialkoefficienten γ_f . För att uppnå extra säkerhet vid hög säkerhetsklass divideras bärförmågan även med partialkoefficienten γ_n .

Dimensioneringsvillkoret $R_d \geq S_d$ gäller fortfarande men kan nu skrivas som

$$\frac{f_k}{\gamma_m \gamma_n} \geq F_k \cdot \gamma_f$$

Enligt Thoft-Christensen & Baker (1982) råder följande samband mellan partialkoefficienten och β -värdet

$$\gamma_{m,i} = \frac{X_{k,i}}{\mu_i + \alpha_i \beta \sigma_i} \qquad \gamma_{f,j} = \frac{\mu_j + \alpha_j \beta \sigma_j}{X_{k,j}}$$

där $\gamma_{m,i}$ är den koefficient som materialparametern X_i divideras med och $\gamma_{f,j}$ är den koefficient som lastparametern X_j multipliceras med. γ_m och γ_f skall beroende på det karakteristiska värdet och dess spridning bestämmas så att brottsannolikheten, P_f , blir $\leq 10^{-4}$, se vidare Avsnitt 6.1.

6 DIMENSIONERING ENLIGT BKR 94

Den 1 januari 1994 ersattes Boverkets nybyggnadsregler med Boverkets byggregler (BBR 94) samt Boverkets konstruktionsregler (BKR 94). BKR 94 innehåller föreskrifter och allmänna råd till framförallt plan- och bygglagen, PBL. Följaktligen är BKR 94 tillämplig för konstruktörer som avser konstruera byggnader styrda enligt PBL. För andra byggnadsverk än byggnader, exempelvis tunnlar och bergrum, finns idag ingen konstruktionsnorm. Konstruktionsprocessen styrs för ett antal material i BKR 94 enligt nedanstående punkter:

1. Krav på konstruktionen

2. Förutsättningar vid dimensionering
3. Dimensionering genom beräkning och provning
4. Krav på materialet
5. Utförande av konstruktionen
6. Kontroll avseende dimensionering och utförande

Denna styrning gäller för jord-, trä-, murverks-, betong-, stål- samt aluminiumkonstruktioner. För varje enskilt material ställs speciella krav på dimensionering och utförande.

6.1 Allmänna regler för bärande konstruktioner enligt BKR 94

BKR 94 ställer krav på konstruktioner i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Vid dimensionering får säkerhetsindex, β , användas. Som definition på säkerhetsindex följer BKR 94 ISO 2394-1986, *General Principles on the reliability for Structures*.

Vid dimensionering enligt BKR 94 kan man för att underlätta beräkningar använda sig av partialkoefficienten γ_n , se vidare Kapitel 6 *Statistiska metoder för riskbaserad dimensionering*. Det numeriska värdet på säkerhetsindex β , partialkoefficienten γ_n och brottsannolikheten P_f definieras i BKR 94 för säkerhetsklasserna 1-3 som:

Säkerhetsklass 1	$\beta \geq 3.7$	$\gamma_n = 1.0$	$P_f = 10^{-4}$
Säkerhetsklass 2	$\beta \geq 4.3$	$\gamma_n = 1.1$	$P_f = 10^{-5}$
Säkerhetsklass 3	$\beta \geq 4.8$	$\gamma_n = 1.2$	$P_f = 10^{-6}$

De olika säkerhetsklasserna är kopplade till användandet av byggnaden och vilken konsekvens ett brott får. En hög säkerhetsklass betyder att konsekvensen av ett brott är allvarlig och brottsannolikheten skall vara låg.

I bruksgränstillståndet bestäms värdet på säkerhetsindex β som 1.3 alternativt 2.3 beroende på typ av bruksgränstillstånd.

6.2 Dimensionering genom beräkning och provning

Dimensionering skall enligt BKR 94 ske genom ”beräkning, provning eller genom kombination därav”. Vidare skall ”beräkningar baseras på en beräkningsmodell som i rimlig utsträckning beskriver konstruktionens verkningssätt i aktuella gränstillstånd”. Vid dimensionering genom beräkning gäller det allmänna villkoret

$$S_d \leq R_d$$

där S_d betecknar dimensionerande lasteffekt och R_d dimensionerande bärförmåga. Beräkning av dessa två villkorsparametrar enligt partialkoefficientmetoden beskrivs i BKR 94. Specifika partialkoefficienter används då för varje enskild parameter som lasteffekten och bärförmågan beror av.

6.3 Specifika materialkrav

Alla konstruktionsmaterial har sina specifika förutsättningar och det är därför lämpligt att föreskriva olika dimensioneringsregler för olika material. Exempelvis medför fiberstrukturen hos en bräda vitt skilda egenskaper vid belastning parallellt jämte vinkelrätt fibrerna. Trots att berg är ett gammalt byggnadsmaterial har några konstruktionsregler inte utarbetats, framförallt beroende på att materialet är så komplext. För att kunna finna lämpliga konstruktionsregler för berg är det lämpligt att jämföra med hur andra material behandlas.

6.3.1 Geokonstruktioner

I BKR 94 är dimensioneringen av geokonstruktioner helt baserad på partialkoefficientmetoden. Specifikt för geokonstruktioner är användandet geotekniska klasser, GK, parallellt med säkerhetsklasser. Valet av GK styrs av:

- jord-, berg- och grundvattenförhållanden
- typ av geokonstruktion
- omgivningsförhållanden

Alla bärande geotekniska konstruktioner skall genomgå en geoteknisk utredning som skall ”klarlägga de geotekniska förutsättningarna för geokonstruktionens utformning och utförande”.

Valet av materialparameter är definierat speciellt för geokonstruktioner. ”Karakteristiskt värde för en materialegenskap skall normalt bestämmas som dess medelvärde”. Man får även bedöma det karakteristiska värdet med ledning av dokumenterad erfarenhet.

Dimensioneringsanvisningar återfinns i BKR 94 för sponter, grundplattor och pålar. Värdet på partialkoefficienten γ_m (materialkoefficienten) är definierat för olika jordmaterial. Även andra dimensionerande parametrar är definierade för olika grundförhållanden.

BKR 94 behandlar även den viktiga frågan om variansreduktion. Med detta avses att om geokonstruktionens bärförmåga bestäms av materialegenskapens medelvärde kan en högre hållfasthet tillgodoses. Motsatsen till detta är en ”svagaste länken” konstruktion där den del som har lägst hållfasthet blir dimensionerande, se även Avsnitt 7.2.2 *Allmänna kommentarer*.

Trä

Vid dimensionering av träkonstruktioner beaktas särskilt fuktens inverkan genom indelning i klimatklasser. Omfattande tabeller ger vilket karakteristiskt materialvärde som man kan räkna med för olika typer av virke. Träets unika fiberstruktur medför att speciella koefficienter påverkar bärförmågan R_d genom att ta hänsyn till vilken riktning belastningen har i förhållande till fiberriktningen.

Betong

Betong är ett kompositmaterial bestående av cement och ballast. De flesta konstruktioner är dessutom armerade med stål varför dimensionering måste ta hänsyn till ett flertal faktorer. Beständigheten är allvarligt problem för betongkonstruktioner varför man gör en indelning i miljöklasser vid dimensionering.

Valet av karakteristiska värden för betong görs utifrån standardiserade tryck- och dragtester. Betongens karakteristiska tryck- och draghållfasthetsvärde bestäms som det värde som motsvarar 85% av den nedre 5-procentfraktilen vid upprepad provning enligt SS 13 72 10. Erhållet värde avrundas nedåt till närmast definierade hållfasthetsklass, exempelvis K 45 med motsvarande karakteristiskt tryckhållfasthetsvärde på 32.0 MPa.

Stål

Bärförmågan, R_d , bestäms för stål genom att det karakteristiska värdet divideras med partialkoefficienterna γ_n och γ_m . Särskild hänsyn skall tas till stålspecifika problem som svetsförband, buckling och utmattning.

7 EXEMPEL PÅ ANVÄNDNING AV STATISTISKA METODER VID BERGMEKANISK DIMENSIONERING

7.1 Grundläggande exempel

Förutsättningen för att kunna dimensionera en konstruktion med β -metoden är att brottgränsfunktionen är känd och att alla ingående parametrar har känt medelvärde och varians. Det finns några fall där man kan anta en relativt enkel brottgränsfunktion och

uppskatta både lasteffekt (S) och bärförmåga (R). Nedan redovisas hur dessa funktioner ser ut och vilka svårigheter som man möter vid tillämpning β -metoden.

7.1.1 Säkring av enstaka block med selektiv bultning.

Här används en beräkningsmodell där friktionen hos blocket glidytor antas vara noll. Bultarna måste då bära hela blockets tyngd.

Lasteffekt - S bestäms genom analys av karterade sprickor. Tungheten, δ , hos blocket kan betraktas som ett deterministiskt värde. Volymen, V, kan exempelvis antas normalfördelad så att $V \in N(\mu, \sigma)$.

Bärförmåga - R bestäms av bultens draghållfasthet, σ_t , där $\sigma_t \in N(\mu, \sigma)$

Brottgränsekvationen utseende blir

$$\sigma_t A - V\gamma > 0$$

Svårigheten med detta fall ligger i att bestämma Volymens fördelningsparametrar och fördelningsfunktion. Beräkningsmodellens giltighet är också en osäkerhetsfaktor.

7.1.2 Yttäckande förstärkning med vidhäftning

Bergrummet är stabilt men enstaka block kan falla ned. Blocken säkras genom yttäckande förstärkning. Endast sprutbetongens vidhäftningshållfasthet tillgodoses.

Lasteffekt - S bestäms som det teoretiskt största bergblocket som kan falla ned.

Storleken på det nedfallande blocket kan eventuellt uttryckas som en normalfördelad parameter ($W \in N(\mu, \sigma)$).

Bärförmåga - R bestäms för sprutbetongen genom ekvationen för vidhäftningshållfasthet.

$$R = \tau_{ad} * \delta * O_m$$

Bredd, δ , och omkrets, O_m , på lastupptagande yta är konstanter och vidhäftningen en normalfördelad parameter så att $\tau_{ad} \in N(\mu, \sigma)$.

Brottgränsekvationens utseende då sprutbetongen bär genom vidhäftning blir

$$\tau_{ad} \delta O_m - W \geq 0$$

Det är svårt att uppskatta medelvärde och standardavvikelse för både vidhäftningen och blockets tyngd.

7.1.3 Yttäckande förstärkning utan vidhäftning

Bergrummet är stabilt men enstaka block kan falla ned. Blocken säkras genom yttäckande förstärkning kombinerad med systembultning. Sprutbetongens momentupptagande förmåga tillgodoräknas.

Lasteffekt - S

kan bestämmas som det största moment som kan påverka sprutbetongen mellan bultarna. Den bestäms som (se vidare Avsnitt 3.2.2 *Fiberarmerad sprutbetong med böjmotstånd*)

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{12}$$

där

$M_{\max}$ kan betraktas som en normalfördelad parameter där $M_{\max} \in N(\mu, \sigma)$.

Bärförmåga - R

bestäms som det fältmoment sprutbetongen kan bära.

$$R = f \frac{d^2}{6}$$

där

f är betongens böjdraghållfasthet och $f \in N(\mu, \sigma)$.

I detta belastningsfall föreligger en stor osäkerhet i bedömning av lasteffekten. Uttrycket för $M_{\max}$ ovan bygger på antagandet om en jämnt utbredd last q . I verkligheten kommer lasten variera mellan bultinfästningarna. Det är oklart hur brottgränsekvationen ser ut för detta fall.

7.2 Aktuellt dimensioneringsexempel

På Bergmekanikdagen 1997 framfördes ett exempel på dimensionering av entreprenaderna Roslagstull och Värtan, Rosengren & Olofsson (1997). Dimensioneringen har utförts enligt anvisningar i Tunnel 95, vilket är en allmän teknisk beskrivning, ATB, som Vägverket förordar skall användas vid upphandling av tunnelobjekt från och med 950701.

Begreppet motståndsförmåga definieras i Tunnel 95 som bärförmåga, stadga och beständighet. I Avsnitt 5.3.3 *Verifiering av motståndsförmåga* anges att motståndsförmågan för tunnel i berg skall verifieras enligt BKR 94. Bergmekaniska hållfasthetsberäkningar skall speciellt följa de krav som beskrivs i BKR 94, 4:3 Dimensionering av geokonstruktioner genom beräkning och provning. *Man förordar här följaktligen en användning av probabilistisk dimensionering på samma sätt som vid geokonstruktioner.*

Dimensioneringsprocessen följer en metodik som bygger på fyra angreppssätt vilka sammanvägs och leder till ett förstärkningsförslag. De fyra angreppssätten är:

- Q-systemet
- empiriska beräkningar
- analytiska beräkningar
- numeriska modeller

Vid de analytiska beräkningarna används partialkoefficienter enligt krav i Tunnel 95. Nedan återges ett par intressanta beräkningssätt.

Förstärkningsmaterialets karakteristiska hållfasthet bestäms enligt BKR 94 4:31 (Dimensionering i brottgränstillstånd för geokonstruktioner) samt BBK 94 2.3 (Grundvärden på hållfasthet hos betong).

Empiriska metoder används för att bestämma bergmassans karakteristiska parametrar. Bedömningen har ansetts vara "försiktig" varför γ_m satts till 1.0 och därmed medfört att karakteristiskt och dimensionerande värde blir detsamma.

Berget är bärande huvudsystem - vidhäftningen mellan sprutbetong och berg är god

Lasten antas vara de lösa block som kan falla ned mellan bultarna. Sprutbetongen bär last genom vidhäftning gentemot berget. Dimensionerande gränsuttryck blir:

$$\tau_{ad,k} / (\gamma_n * \gamma_m * \gamma_{rd}) * \delta * O_m - W_k * \gamma_f \geq 0$$

$\tau_{ad,k}$ = karakteristisk vidhäftningshållfasthet, två nivåer antas; 0.5 resp 0.8MPa

δ =bredd på lastupptagande yta, sätts till 25-35mm beroende på sprutbetongskiktets tjocklek

O_m = omkrets på den lastupptagande ytan

W_k = blockets karakteristiska tyngd, antas som en 45° pyramidlast

γ_n = partialkoefficient avseende säkerhetsklass, sätts till 1.2 enligt ovan

γ_m = partialkoefficient avseende materialparametrar, sätts till 1.67 enligt BKR 94 4:31

γ_{rd} = partialkoefficient avseende beräkningsmodell, sätts till 1.0 enligt ANV 0114

γ_f = partialkoefficient avseende lasteffekt, sätts till 1.0 enligt ANV 0114

Berget är bärande huvudsystem - vidhäftningen mellan sprutbetong och berg är dålig

Även här antas lasten vara de lösa block som kan falla ned mellan bultarna. Sprutbetongen bär dock last genom momentupptagning där dimensionerande gränsuttryck blir:

$$\frac{f_{fcrk} \cdot d^2}{\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot 6} - M_{brott} \geq 0$$

f_{fcrk} = karakteristisk sprickspänning, sätts till 3.9 MPa

d = sprutbetongens tjocklek

M_{brott} = dimensionerande moment, sätts till 2.8 MPa

Partialkoefficienterna blir här; $\gamma_n=1.2$, $\gamma_m=1.15$, $\gamma_{rd}=1.0$

7.2.1 Kommentarer till exemplet

De analytiska beräkningarna beskrivna ovan bygger på ett antal viktiga antaganden och förenklingar. De kanske viktigaste är:

1. Bergmassans hållfasthetsparametrar kan bestämmas enligt den metod och med de partialkoefficienter som BKR 94 föreskriver för jordmaterial.
2. Lasten från ett bergblock mellan bultar motsvarar den maximala pyramiden med sidorna lutande 45° mot horisontalplanet inrymd mellan bultarna.
3. Bredden på den lastupptagande vidhäftningsytan hos sprutbetong beror endast av sprutbetongskiktets tjocklek.
4. Osäkerheten i beräkningsmodellen antas vara försumbar som en följd av att parametrarna är valda ”på säkra sidan”.

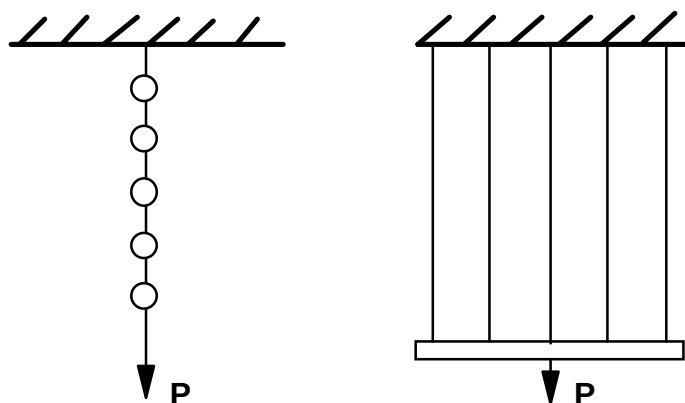
Giltigheten i dessa antaganden kan diskuteras. Det är osäkert om samma storlek skall användas på partialkoefficienterna vid både berg- och jordmaterial. Vidare är brottgränsuttryckens giltighet oklart.

7.2.2

Allmänna kommentarer

De dimensioneringsexempel som tagits upp ovan är enkla fall där man ändå stöter på svårigheter. I huvudsak fyra faktorer komplicerar dimensioneringen med statistiska metoder:

1. Modellosäkerhet. I fallet med enstaka block bortses från eventuell friktion längs blockets glidytor. Vidare antas bulten vara belastad i sin egen längdriktning så att den endast bär last genom drag. Liknande förenklingar förekommer i alla modeller som har behandlats i tidigare kapitel. Alla modellers giltighet kan ifrågasättas och det är nödvändigt att precisera deras giltighet.
2. Naturlig variation. Alla parametrar som modellen inkluderar är behäftade med en naturlig variation. Statistiska metoder ger oss ett mått på osäkerheten vid dimensionering men det kräver att vi känner till parametrarnas fördelning och deras osäkerhet.
3. Fåtalprovning. Vid bestämning av konstruktionsmaterials hållfasthetsparametrar och deras osäkerhet är upprepade provning viktigt. För material som stål och trä är detta möjligt att utföra men betydligt svårare för jord och berg. Genom att endast utföra ett fåtal prov ökar osäkerheten i förhållande till den naturliga variationen.
4. Systemtänkande. När provning har utförts av hållfastheten hos ett material är det viktigt att identifiera om konstruktionen är ett serie- eller parallellsystem, se Figur 14 nedan. För exemplet där ett block bärs av sprutbetong med vidhäftningshållfasthet kan vidhäftningen betraktas som ett parallellsystem. Om bärförmågan uteblir i en punkt tar omgivande betong upp last.



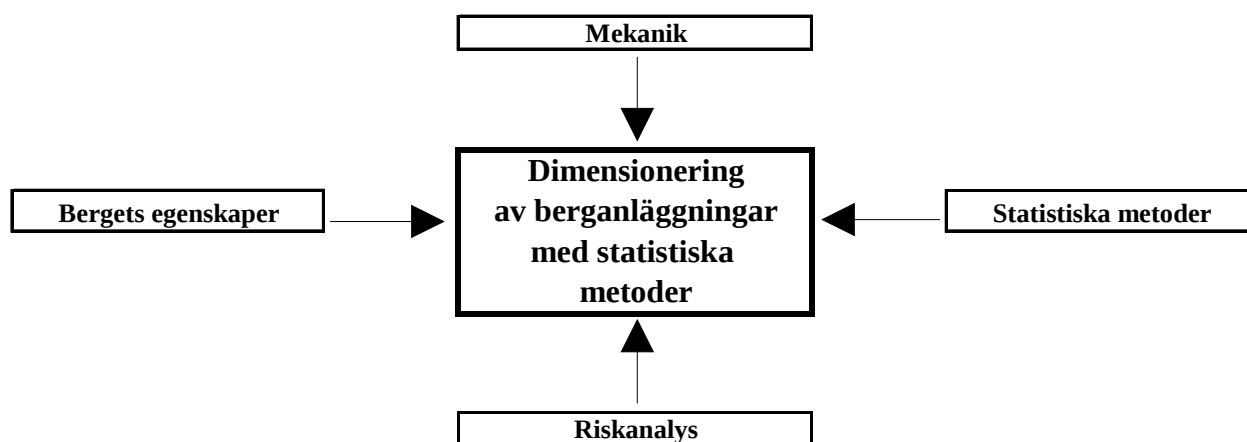
Figur 14. Serie- respektive parallellsystem efter Olsson (1986). Seriesystemet är av typen svagaste länken och brister när någon länk brister.

Figure 14. Serie- and parallel system after Olsson (1986). The seriesystem is of the type weakest link and will fail when one of the links fails.

Vi möter följaktligen ett flertal problem redan i de enklaste exemplen. Många faktorer och osäkerheter spelar in. Förhoppningsvis kan fortsatt utredning av frågan ge klarhet.

8 FORTSATT FORSKNINGSARBETE

Föreliggande rapport belyser problemet med dimensionering av berganläggningar enligt BKR 94. Fortsatt utredning av frågan kan ge användbara metoder att applicera vid sannolikhetsbaserad dimensionering. Frågan är komplex och berör ett flertal områden beskrivna i Figur 15 nedan.



Figur 15. Ämnesområden som angränsar till "Dimensionering av berganläggningar med statistiska metoder".

Figure 15. Subjects adjacent to "Underground Excavation Support Design with Statistical methods".

I föreliggande studie har det funnits vara speciellt viktigt att klargöra de förutsättningar som gäller vid dimensionering av berganläggningar. Här avses de specifika osäkerheter som gäller för berget som byggmaterial och i själva designprocessen. Fyra faktorer som komplicerar dimensioneringen med statistiska metoder har definierats:

- Modellosäkerhet
- Naturlig variation
- Fåtalprovning
- Systemtänkande

Dessa fyra faktorer skall särskilt beaktas vid fortsatt arbete med beräkningsmodeller.

Arbetet är vidare avsett att vara indelat i fyra tidsfaser beskrivna nedan.

1. Blockstabilitet

- Utredning av hur ett instabilt block kan identifieras.
- Framtagning av en anpassad beräkningsmodell för sannolikhetsbaserad dimensionering.
- Bestämning av de i beräkningsmodellen ingående parametrars fördelning och deras osäkerhet.
- Slutsatser.

2. Valvbildning i hårt berg med få sprickor (good rock)

- Utredning av hur ett instabilt valv kan identifieras.
- Framtagning av en anpassad beräkningsmodell för sannolikhetsbaserad dimensionering.
- Bestämning av de i beräkningsmodellen ingående parametrars fördelning och deras osäkerhet.
- Slutsatser.

3. Tunnelstabilitet i berg av dålig kvalitet (poor rock)

- Beskrivning av olika belastningsfall kopplat till förstärkningsmetoderna bult, sprutbetong och lining.
- Framtagning av beräkningsmodell anpassad till sannolikhetsbaserad dimensionering.
- Bestämning av i brottgränsuttrycket ingående parametrars fördelning och deras osäkerhet.
- Slutsatser.

4. Tillämpning av beräkningsmodellerna

- Fältförsök med uppföljningar genom inspektion och mätningar för kontroll av beräkningsmodellernas giltighet.
- Numerisk modellering och simulering.
- Värdering av användbarheten hos beräkningsmodellerna.

9 REFERENSER

Bieniawski Z. T. (1989) Engineering Rock Mass Classifications. A complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. John Wiley & Sons, Inc.

Bjurström S. & Heimersson M. (1979) Bergbultning. Dimensionering, praxis och tillämpningar. Rapport nr 8 BeFo.

Blindheim O.T. (1997) A review of NMT, the Norwegian Method of Tunneling. International symposium on rock support in Lillehammer, Norway.

Boverket (1996) Boverkets konstruktionsregler, BKR 94:2

Brantmark J. (1997) Rock Support in Weak Rock - A Study Based on the Uri Project. Licentiate Thesis 2020, KTH.

Broberg B. et al. (1990) Formelsamling i Hållfasthetslära, KTH.

Chang Y. (1998) CLAB Etapp 2 Dimensionering av typförstärkning, Preliminär utgåva. Utförd av Vattenfall Hydropower AB på uppdrag av Svensk Kärnbränslehantering AB.

Hoek E. & Brown E.T (1980) Underground excavation in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

- Holmgren J. (1992) Bergförstärkning med sprutbetong, Vattenfall.
- Johnson R.A. (1994) Miller & Freunds Probability & statistics for engineers. Prentice-Hall, New Jersey.
- Nilsen B. (1998) Spenninger i Berg - Konsekvenser for design og sikring. Kursmaterial från föreläsning vid NTNU.
- Nordlund E. & Rådberg G. (1994) Bergmekanik, kurskompendium LTU.
- Olsson L. (1986) Användning av β -metoden i geotekniken - illustrerad med spontberäkning. Doktorsavhandling KTH.
- Rosengren L. & Olofsson S-O. (1997) Dimensionering av bergförstärkning för entreprenaderna Roslagstull och Värtan enligt Tunnel 95. Bergmekanikdagen 1997.
- Stille H. & Nord G. (1990) Kompendium i Bergmekanik del 1 och 2. Institutionen för jord- och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan.
- Stille et al. (1984) Redovisning av forskningsprojektet "Partialkoefficienter i geotekniken". Projekt nr 810430-4 Byggforskningsrådet.
- Stille et al. (1994) Bergförstärkning, bergtekniska anvisningar för projektering av ringen och yttre tvärleden, Vägverket.
- Stille et al. (1994) Bergteknik, dimensioneringsgrunder för användning vid bergförstärkning med sprutbetong. Bergtekniska anvisningar för projektering av ringen och yttre tvärleden, Vägverket.
- Thoft-Christensen P. & Baker M.J. (1982) Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer-Verlag, Berlin.