

# **Intern rapport nr. 2360**

## **Fundamentering på berg**

21.07.2004

Teknologiavdelingen

# Intern rapport nr. 2360

## Fundamentering på berg

### Sammendrag

Det finnes lite systematisk litteratur om fagområdet fundamentering på berg. Vanligvis er det ikke noe stort problem her i landet da de aller fleste av våre bergarter ligger i området sterk bergart til ekstremt sterk bergart eller en enaksiell trykkfasthet fra 50 MPa og oppover (ISRM 1981).

De fleste av våre problemer oppstår i forbindelse med ugunstig retning på sprekkestrukturene samt større bruddsoner.

NS-ENV 1997-1 (Eurocode 7) krever geoteknisk klassifisering i tre ulike kategorier til fastsettelse av krav til geoteknisk/ geologisk prosjektering.

Kategori 2 og 3 krever i tillegg til en grundig ingeniørgeologisk kartlegging også kvantitative analyser samt dokumentasjon av dataene og kvalitetsoppfølging i byggefasen.

I denne rapporten er det også tatt med regnemodeller som dekker bergarter i området godt under 50 MPa i enaksiell trykkfasthet.

Empiriske metoder som bygger på internasjonale bergklassifiseringssystemer er tatt med samt analytiske metoder med basis i Barton's skjærbrudd kriterium og Hoek og Brown's bruddkriterium.

De tre ulike geotekniske kategoriene krever også kvalitetskontroll i byggefasen. I kategori 2 og 3 skal de geotekniske/ geologiske dataene verifiseres ved ny ingeniørgeologisk kartlegging samt kontrollere bergartens styrkedata ved bergmasseklassifikasjonssystemer.

I kategori 3 kreves også et overvåkningsopplegg for å kontrollere tidligere data og beregninger.

Emneord: *Forundersøkelser, berg, fundamentering, geologisk kartlegging*

Kontor: *Geo- og tunnelteknikk*

Saksbehandler: *Knut Borge Pedersen*

Dato: *21.07.2004*

*/ knutpe*

Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Teknologiavdelingen

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo

Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

# **Innhold**

- 1. Generelt**
- 2. Inntakt bergmasse**
- 3. Oppsprukket bergmasse**
- 4. Lagdelt bergmasse**
- 5. Oppknust bergmasse**
- 6. Bruddutvikling av sekundære årsaker**
- 7. Analytiske metoder**
- 8. Bæreevne beregninger**
- 9. Geologiske forundersøkelser for fundamentering på berg**
- 10. Kontroll i byggefasen**
- 11. Litteraturliste**

## Fundamentering på berg

### 1. Generelt

Maksimum bærekapasitet på berg kan beregnes på mange måter. Ofte baseres den på erfaringsdata og romslige sikkerhetsfaktorer som tillater variable grunnforhold. Det finnes også analytiske metoder, vanlige bæreevneberegninger og belastningsforsøk i felten.

For å beregne maksimum og tillatt bæreevne på berg forutsettes som regel grunnfundamentering hvor fundamentdybden er fire ganger mindre enn fundamentbredden.

Man må også gjøre en analyse over eventuell fare for glidning langs kritiske sprekkeplaner samt følge opp mulige deformasjoner.

Generelt kan man si at bærekapasiteten ved fundamentering på berg er avhengig av følgende:

- a) Bergart
- b) Oppsprekningsgrad
- c) Sprekkeretning
- d) Sprekkeavstand ( åpne, lukkede eller leirfylte )
- e) Sprekkeruhet ( fortanning )

For enkelthetsskyld deler man ofte bergmassen i fire ulike klasser:

1. Intakt bergmasse
2. Oppsprukket bergmasse
3. Lagdelt bergmasse
4. Oppknust bergmasse

I enhver fundamenteringsoppgave må nødvendige geologiske undersøkelser utføres. Man må kartlegge bergartstype, oppsprekning, grunnvann større bruddsoner etc.

Begrepet bruddlast er den belastning som initierer brudd i bergmassen.

Tillatt bæreevne er definert som maksimum belastning fra fundamentet på bergmassen med nødvendig sikkerhet mot brudd eller bevegelse av fundamentet slik at konstruksjonen skades.

Den videre sammenstillingen er for det vesentlige bygd på U.S.Army Corps of Engineering, Manual nr. 1110-1-2908, N.Barton`s bruddkriterie og Hoek og Brown`s bruddkriterie.

2. Inntakt bergmasse

Inntakt bergmasse ( klasse 1) betyr i bæreevneforstand en bergmasse som har en avstand mellom oppsprekningen på fire til fem ganger fundamentbredden. En kan som hovedregel si at sprekkeene har så stor avstand at sprekkeorientering og sprekkevidde har liten betydning for bruddutviklingen.

Den lokale bruddutvikling er mer styrt av om bergmassen er "sprø" eller "tøyelig".

Bergmassebetingelser	Bruddmodell	Bruddbeskrivelse
$S \gg B$ Sprekkeavstand = S Fundamentbredde = B Bruddligning ( 3 )		Sprø bergart, dvs. bergarten har en liten eller stor elastisk deformasjon, men bare en liten plastisk deformasjon før brudd. Kvarts, olivin og feltspat er ofte sprø mineraler.
		Duktil bergart ( tøyelig, skvisbar ), dvs. bergarten har liten elastisk deformasjon i forhold til den plastiske deformasjonen før brudd. Leirmineraler, glimmer og kalk er ofte duktile.

### 3. Oppsprukket bergmasse

Bæreevnen i oppsprukket bergmasse er avhengig sprekkeavstand, deres orientering og kondisjon ( ruhet, eventuelt sprekke materiale, åpne eller lukkede ).

I litteraturen deles oppsprekningen i steile lukkede sprekker og steile åpne sprekker.

Bruddutvikling i bergmasse med steile og lukkede sprekker utvikler seg normalt som et skjærbrudd. Når sprekken er steile og åpne vil bruddutviklingen skje i bergsøylene under fundamentet.

Bruddutviklingen i bergmasser med sprekker som faller mellom  $20-70^\circ$  fra fundamentplata vil vanligvis utvikle skjærbrudd langs det mest ugunstige sprekkeplanet.

Bergmassebetingelser

Bruddmodell

Bruddbeskrivelse

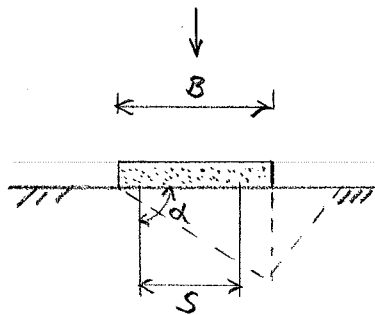
$$S < B$$

Sprekkeavstand =  $S$

Fundamentbredde =  $B$

$$70^\circ < \alpha < 90^\circ$$

Bruddligning ( 1 )

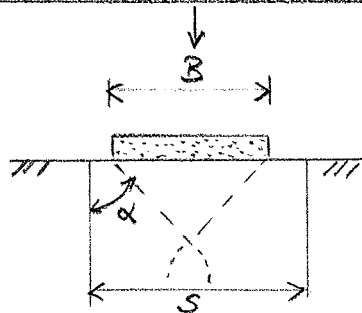


Lukkede sprekker, skjærbrudd langs definerte sprekkeflater.

$$S > B$$

Sprekker med steilt fall

Bruddligning ( 5 )



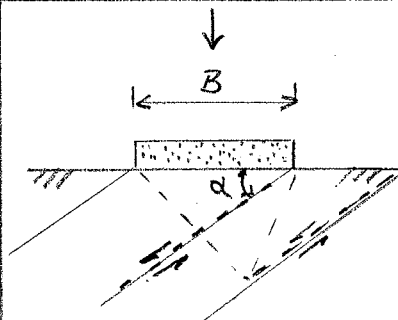
Åpne eller lukkede sprekkeflater, brudd initieres ved splitting og fører til generell bruddutvikling.

$S < B$  eller  
 $S > B$  hvis bruddutvikling  
skjer langs sprekkeplan

$$20^\circ < \alpha < 70^\circ$$

Bruddligning ( 2 )

Bruddligning ( 6 )



Generelt skjærbrudd med mulighet for brudd langs sprekkeplan.

4. Lagdelt bergmasse

Bruddutvikling i lagdelte bergmasser når lagene har ulike bergmekaniske egenskaper er komplisert.

To typer bruddutvikling er registrert ( G.F.Sowers 1979 ) I begge tilfellene består fundamentlaget av en stiv bergart med en som er mer deformasjonssensitiv under.

Vinkelen mellom lagene og fundamentplata må være mindre enn  $20^\circ$ .

I begge tilfellene initieres strekkbrudd. I det første tilfellet er det stive bergartslaget tykkere enn det under. Bruddet skjer i det stive laget på grunn av deformasjonen, mens det i det andre tilfellet skjer en gjennomlokking av det tynnere stive laget.

Hvor tykt det stive laget må være i de to bruddutviklingene er avhengig av de ulike bergmekaniske egenskaper til lagene.

Bergmassebetingelser	Bruddmodell	Bruddbeskrivelse
Sammenhengen mellom fundamentbredden $B$ og nedbøyningen av det stive bergartslaget, er avhengig av de bergmekaniske egenskapene.		Det øvre laget består av et stivt bergartslag. Brudd initieres ved strekk på grunn av nedbøyning av det stive laget.
		Det øvre laget består av et tynt stivt bergartslag. Brudd initieres ved gjennomlokking av det tynne stive bergartslaget.
Elementanalyse		

### 5. Oppknust bergmasse

Sterkt oppknust bergmasse har vanligvis en sprekkeavstand som er mye mindre enn fundamentbredden. Oppknuste bergmasser vil derfor mekanisk oppføre seg som kohesjonsløs sand eller grus. Bruddutviklingen vil utvikle seg som et skjærbrudd.

Bergmassebetingelser	Bruddmodell	Bruddbeskrivelse
$S \ll B$ Sprekkeavstand = $S$ Fundamentbredde = $B$ Bruddligning ( 2 )		Generelt skjærbrudd med irregulær bruddflate gjennom bergmassen.

### 6. Bruddutvikling av sekundære årsaker

Aggresive mineraler eller grunnvann kan også medføre bæreevneproblemer på lengre sikt. Fundamentering på alunskifer kan f. eks medføre problemer. Bergarten inneholder mye kullstoff som regel 10-15 % , dessuten inneholder den også sulfidmineraler som svovelkis og magnetkis. Ved oksidasjon omkrystalliserer disse mineralene slik at alunskiferen får en utvidelse med påfølgende skade på byggverk som er fundamentert på denne bergarten.

### 7. Analytiske metoder

Den mest vanlige metode er endelige element analyse. Slike metoder egner seg godt til fundamenter med uvanlig geometri, uvanlige lastbetingelser samt variable bergmasseforhold.



## 8. Bæreevne beregninger

I litteraturen finnes det matematiske uttrykk for beregning av bruddlast på ulike bergmasser. Den tradisjonelle skjærbruddligning fra Terzaghi ( 1943 ) kan uttrykkes som :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (1)$$

$q_{ult}$  = bruddlast

$\gamma$  = bergmassens tyngdetetthet

$B$  = fundamentbredde

$D$  = fundamentdybde

$c$  = bergmassens kohesjon

$$N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$$

$$N_\gamma = N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$$

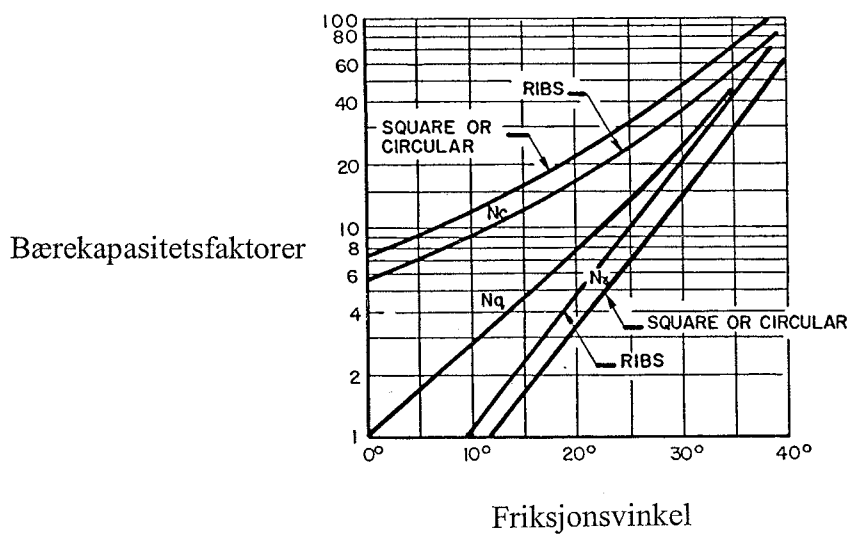
$$N_q = N_\phi^2$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi / 2)$$

$\phi$  = bergmassens indre friksjonsvinkel

Ligning ( 1 ) er aktuell i skjærbrudd hvor både kohesjons- og friksjonsparametre inngår.

Bærekapacitetsfaktorene er avhengig bergartens friksjonsvinkel samt fundamentets geometri. Noe forenklet kan man finne faktorene fra diagrammet under.



I tilfeller hvor brudd inntreffer langs sprekkplan eller gjennom sterkt oppsprukket bergmasse hvor kohesjon ikke betyr noe bergteknisk kan bruddligningen uttrykkes som følgende:

$$q_{ult} = 0,5 \cdot \gamma B N_{\gamma} + \gamma D N_q \quad (2)$$

Et spesialtilfelle hvor lokalt skjærbrudd inntreffer uten at det når overflaten, vil kunne skje i en massiv sprø bergart med lav enaksiell trykkstyrke. I en slik hendelse vil fundamentets dybde bety lite for maksimale bæreevne. Ligningen for et slikt brudd blir:

$$q_{ult} = c N_c + 0,5 \cdot \gamma B N_{\gamma} \quad (3)$$

Ligningene 1, 2 og 3 er anvendelige for lange kontinuerlige fundamenter med lengde bredde forhold ( L/B ) mindre enn ti.

Bruddlast kan estimeres ut fra den enkelte ligning ved å multiplisere med en korreksjonsfaktor.

#### Korreksjonsfaktorer ( etter Sowers 1979 )

##### Fundamentgeometri

	$N_c$ korrigert	$N_{\gamma}$ korrigert
Sirkulert	1,2	0,70
Kvadratisk	1,25	0,85
Rektangulert		
L/B = 2	1,12	0,90
L/B = 5	1,05	0,95
L/B = 10	1,00	1,00

I tilfeller med steile åpne sprekker mellom søyler av dårlig berg kan man få rene trykk brudd i bergsøylene. Bruddutviklingen er på samme måte som ved enaksiell trykktest.

Bruddlast kan estimeres ut fra ligningen under:

$$q_{ult} = 2 \cdot c \cdot \tan ( 45 + \varphi/2 ) \quad (4)$$

Bishnoi ( 1968 ) antok at for åpne steile sprekker, sprekkeavstanden må være større enn fundamentbredden, så kan man få initiert brudd ved splitting. Han fant følgende uttrykk for bruddlast.

Sirkulært fundament:

$$q_{ult} = J_c N_{cr} \quad (5)$$

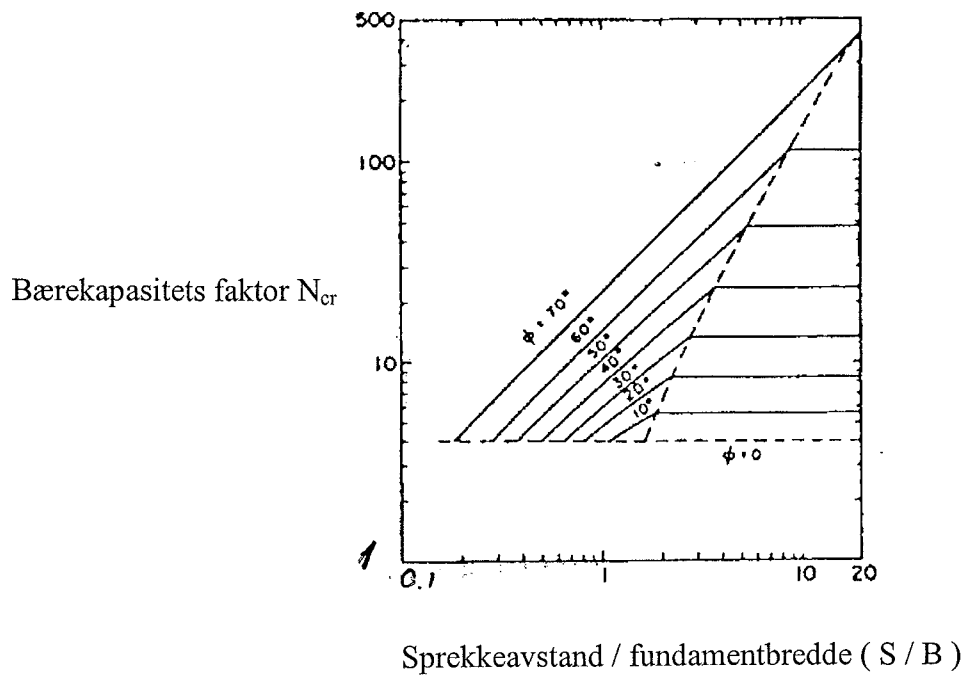
For kvadratiske fundamenter:

$$q_{ult} = 0,85 J_c N_{cr}$$

$J_c = 1,0$  for fundamentdybde 2,0 m og kvadratisk fundament med bredde 1,0 m

$J_c = 0,9$  for fundamentdybde 2,0 m og kvadratisk fundament med bredde 1,5 m

$J_c = 0,8$  for fundamentdybde 2,0 m og kvadratisk fundament med bredde 2,0 m



Etter Bishnoi 1968

For kontinuerlige stripefundamenter hvor  $L/B \leq 32$  :

$$q_{ult} = JcN_{cr} / ( 2,2 + 0,18 L/B )$$

$J$  = korreksjonsfaktor for sprekkavstand

$L$  = fundamentlengde

$c$  = kohesjon

Bærekapasitetsfaktoren  $N_{cr}$  finnes side 8 og faktoren  $J$  kan forenklet settes til 0,5

Ligningene for bruddlast ovenfor er utviklet fra Mohr-Coulomb's bruddkriterie.

Siden bergmasse vanligvis medfører gode sikkerheter mot brudd, anbefales det at kohesjonstallet og friksjonstallet i beregningene for bærekapasitet legges lavt.

Kohesjonstallet er ofte vanskeligst å estimere, derfor kan man beregne en lav verdi ut fra følgende:

$$c = q_u(s) / 2 \tan ( 45 + \varphi/2 )$$

hvor  $q_u$  = enaksiell trykkfasthet av inntakt berg ( laboratorietest )

$$s = \exp ( RMR - 100 ) / 9$$

Tillatt bæreevne finnes ved å dividere bruddlast på en sikkerhetsfaktor:

$$q_a = q_{ult} / F$$

Snittspenningen over fundamentet må være lik eller mindre enn tillatt bæreevne.

$$Q / BL \leq q_a$$

$Q$  = lastens vertikal komponent

$B$  og  $L$  = bredde og lengde på fundamentet

For de fleste større konstruksjoner regnes akseptabel sikkerhetsfaktor på 3 for belastningen fra selve konstruksjonen pluss full tilleggslast.

Når man har bruddplan med ugunstig retning og fall under fundamentplaten i en sprø bergart kan Barton's (1990) skjærbrudd kriterium brukes. Patton lanserte i 1966 sin ligning hvor bruddsonens fortanning inngikk. Imidlertid var han ikke klar over sammenhengen mellom økende skjærstyrke og normalspenning. Ved høye spenninger vil skjærstyrken mer relateres til bergartens styrke enn friksjonsforholdene i bruddsonen.

$$\tau = \sigma_n \tan \{ \phi_r + JRC \log_{10} ( JCS / \sigma_n ) \} \quad (6)$$

$\phi_b$  = indre friksjonsvinkel

JRC = sprekkeruhetstall

JCS = sprekketrykkfasthet

$\sigma_n$  = sprekkens normalspenning

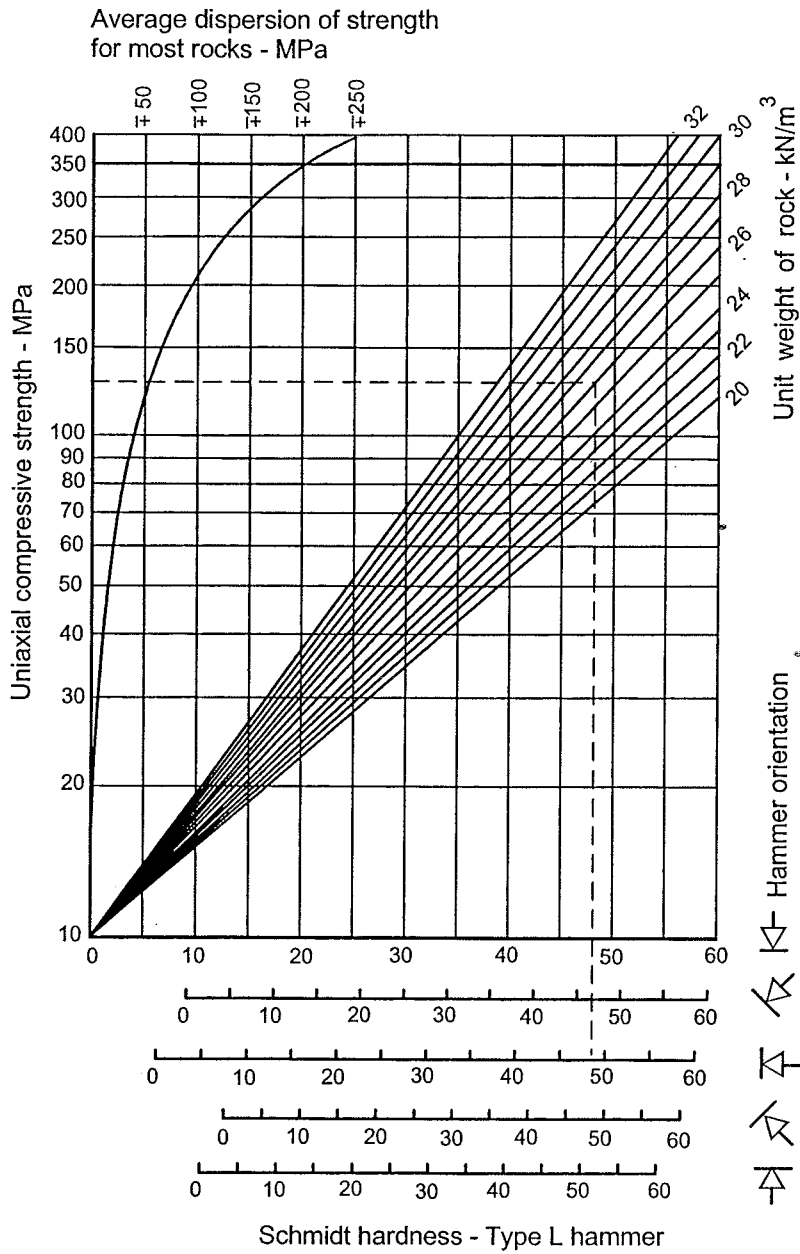
Der det er mulig å beregne den residuale friksjonsvinkel brukes denne i stedet for den indre friksjonsvinkel.

$$\phi_r = ( \phi_b - 20^\circ ) + 20 \cdot r / R$$

$r$  = Schmidt tallet på fuktig flate ( L hammer )

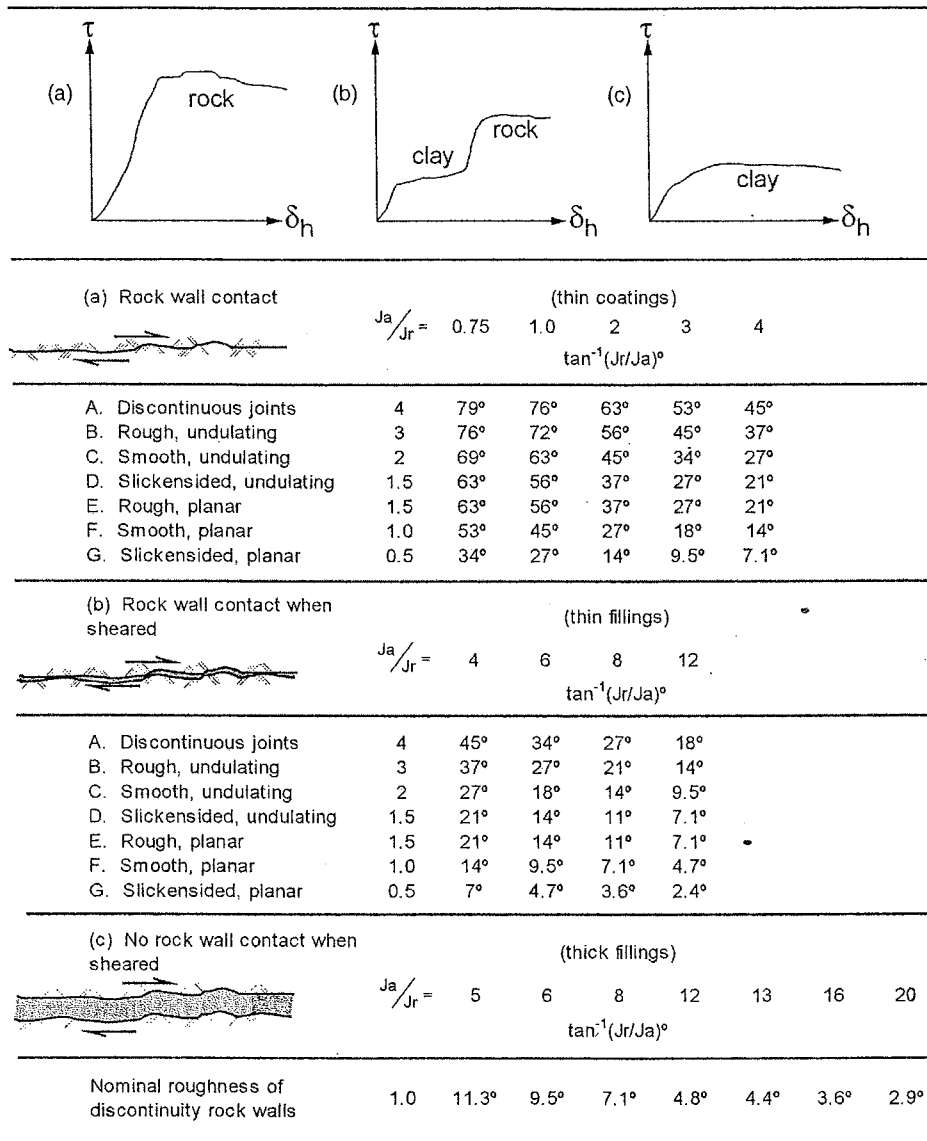
$R$  = Schmidt tallet på tørr flate

Schmidt hammeren kan også brukes til å finne den enaksiale sprekketrykkfastheten, se diagrammet under.









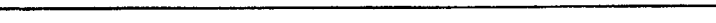



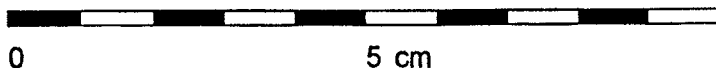
ISRM (1978).

Når sprekkeflatene ikke har full bergkontakt langs sprekkeprofilen kan dens skjærfasthet reduseres drastisk. Dette gjelder også plane sprekker i lagdelte bergarter som har et tynt sprekkebelegg f. eks. av leire.



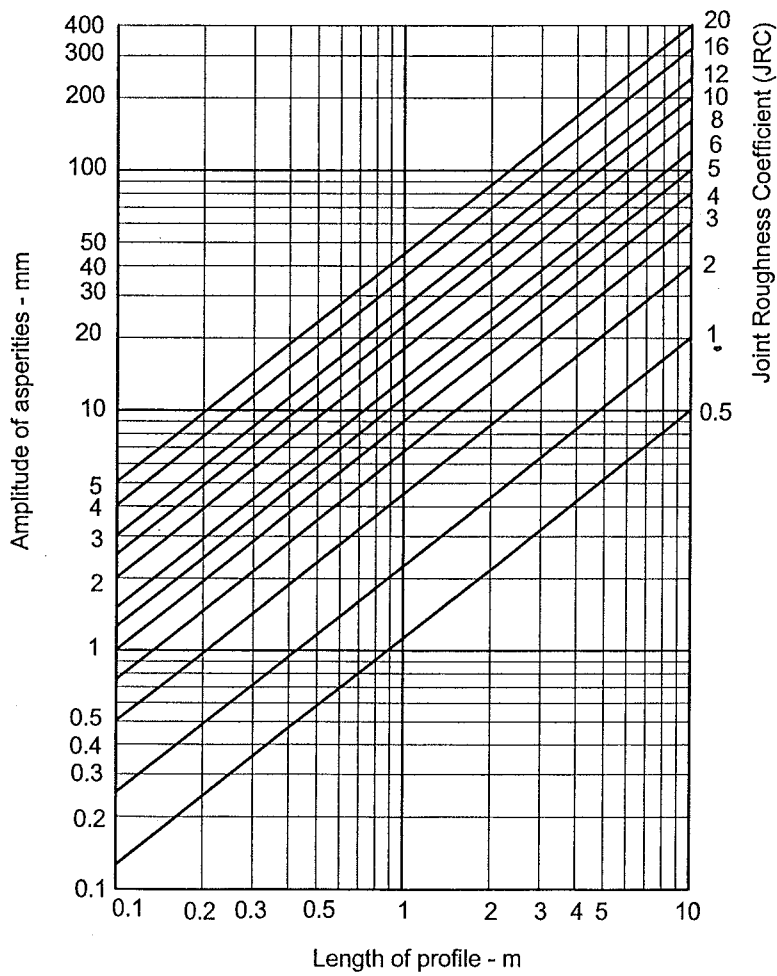
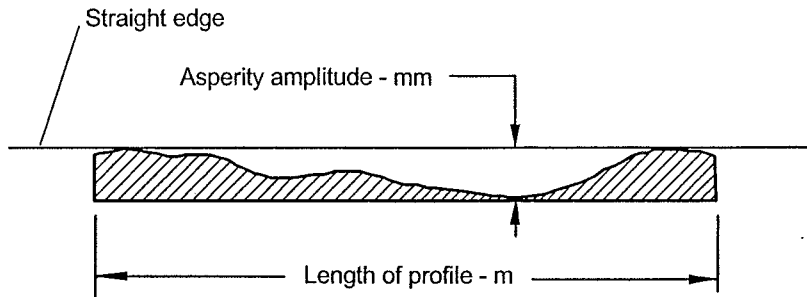
Omtrentlige friksjonsvinkler ( $\phi+i$ ,  $\phi$ , og  $\phi-i$ ) for sprekker, sprekker med belegg og fylt diskontinuiteter. Barton, 2002.

I felten kan sprekkeruhetstallet (JRC) finnes ved å sammenligne et synlig sprekkeprofil med de standardprofilene som er publisert av Barton og Choubey.

	<i>JRC</i> = 0 - 2
	<i>JRC</i> = 2 - 4
	<i>JRC</i> = 4 - 6
	<i>JRC</i> = 6 - 8
	<i>JRC</i> = 8 - 10
	<i>JRC</i> = 10 - 12
	<i>JRC</i> = 12 - 14
	<i>JRC</i> = 14 - 16
	<i>JRC</i> = 16 - 18
	<i>JRC</i> = 18 - 20
	

After Barton and Choubey 1977

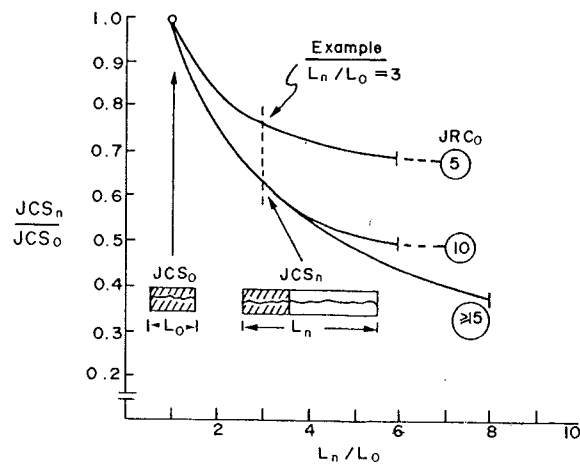
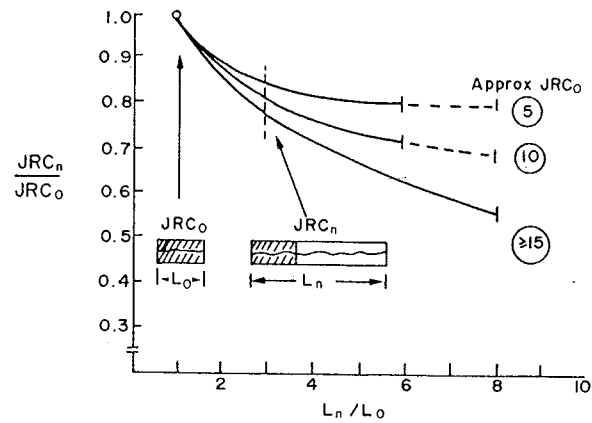
En alternativ metode er å måle sprekkeamplituden fra rett holdt over en bestemt profillengde og gå inn i diagrammet under.



Barton 1982

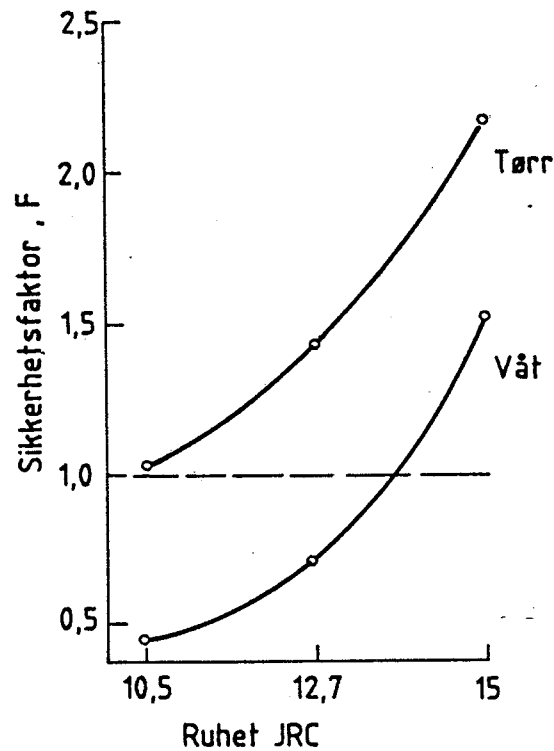


Før man finner den aktuelle sikkerhetsfaktor må man ta hensyn til skalaeffekten (Barton 1986), se diagrammet under.



Etter N. Barton

Det er for øvrig vanlig å framstille sikkerheten som funksjon av ruhetstallet, JRC diagrammessig med kritisk bruddsone i våt og tørr tilstand, se eks. under.



Hvilket sikkerhetsnivå man bør legge seg på vil alltid være gjenstand for diskusjon. Generelt skal et fundament ha tilstrekkelig sikkerhet mot bæreevnebrudd ved at alle ulike lastkombinasjoner og lasttilfeller oppfylles i bruddgrensetilstand:

$$V_d \leq R_d$$

$V_d$  er den dimensjonerende lasten i bruddgrensetilstanden normalt på fundamentets såle inkludert vekten av fundamentet og eventuelle tilbakefyllingsmasser. Under drenerte forhold skal vanntrykket generelt tas med som laster ved beregning av  $V_d$ .

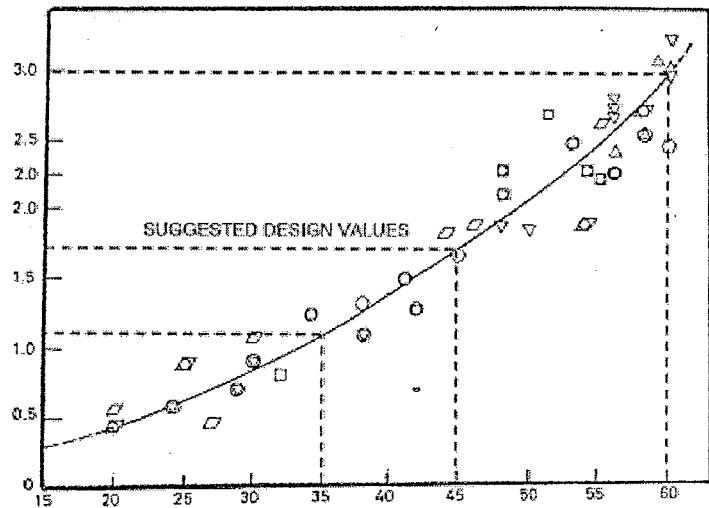
$R_d$  er fundamentets dimensjonerende bæreevne for laster normalt på sålen, under hensyntagen til virkningen av skrå eller eksentrisk last.  $R_d$  skal beregnes fra de dimensjonerende verdiene av de aktuelle parametrene valgt etter bestemmelser i NS 3480.

Flere har lansert empiriske diagrammer mellom tillatt bæreevne og bergmassekvaliteten. I 1974 foreslo Peck, Hanson og Thornburn et empirisk diagram over bergmassens RQD-tall og tillatt bæreevne.

Noe senere utarbeidet Mehrotra ( 1993 ) i sitt doktorarbeid en sammenheng mellom Bieniawski's RMR- system og tillatt bæreevne.

Disse diagrammene gjelder for bergmasse med "tette" sprekker eller meget liten sprekkeåpning, maks 2,5 cm.

Tillatt bæreevne for  
bergarter med fuktinnhold  
0,6-6,5% ( MPa)



RMR ( Bieniawski's Rock Mass Rating )

Det finnes også enkle tabeller i litteraturen over bæreevne ( typiske verdier )

Bergartstype	Uforvitret og massiv	Sterkt oppsprukket
Sterke bergarter, størkningsbergarter og gneiser, enakset trykkfasthet $\geq 100$ MPa	10 MPa	6 MPa
Sterk kalkstein og sandstein	4 MPa	3 MPa
Skifer og skifrige bergarter, trykkfasthet $< 100$ MPa	3 MPa	2 MPa
Svake bergarter, talkskifer, grønnskifer, leirstein, trykkfasthet $< 50$ MPa	2 MPa	1 MPa

Bruk av numeriske metoder er blitt mer populært de senere årene. Det har bestandig vært vanskelig å estimere troverdige parametre for bergmassens styrke og deformasjon. Allerede i 1980 lanserte Hoek og Brown et bruddkriterium hvor enkle geologiske observasjoner fra felt inngikk i ligningen.

Bruddkriteriet har vært revidert og videreutviklet en rekke ganger, siste gang i 2002.

En geologisk styrke indeks (GSI) som beskriver bergmassekvaliteten inngår i formelverket ved siden av en spenningsreducerende faktor (D) for sprengningsskader på berget.

Flere detaljer om bruddkriteriet finnes i litteraturlisten.

Publication	Coverage	Equations
Hoek, Carranza-Torres, & Corkum 2002	An "exact" method for calculating the cohesive strength and angle of friction is presented and appropriate stress ranges for tunnels and slopes are given. A rock mass damage criterion is introduced to account for strength reduction due to stress relaxation and blast damage in slope stability and foundation problems. The "switch" at GSI = 25 for the coefficients s and a, is eliminated, which gives smooth continuous transitions for the entire range of GSI values.	$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$ $m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$ $s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$ $\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$ $\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$ $\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$ $\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$ $d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + am_b \left( m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s \right)^{a-1}$ $E_m (GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{sigci} \leq 100)$ $E_m (GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\text{sigci} > 100)$ $\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma_{3n}')^{a-1}} \right]$ $c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma_{3n}' \right] (s + m_b \sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b (s + m_b \sigma_{3n}')^{a-1} \right)} / ((1+a)(2+a))}$ $\sigma_{3n}' = \sigma_{3\max}' / \sigma_{ci}$

Bruddkriteriet har blitt akseptert i fagmiljøer rundt om i verden, og det brukes i dag ved en rekke prosjekter.

Tidligere var det problemer med å finne akseptable verdier for friksjon og kohesjon for gitte bergmasser, men disse problemene er løst i 2002 versjonen.

Programvare for å beregne styrkeparametrene for ulike bergmasse kan finnes på nettstedet: [Rocscience.com](http://Rocscience.com)

**RocLab** is a product of Rocscience Inc. It is a free software program.

**Pick GSI Value**

Rock Type:

GSI Selection:

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
<b>STRUCTURE</b>		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				30	
					20	
						10

← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

Rock Mass Parameters:

$\sigma_{cd}$ : 30 MPa

GSI: 50

$\tau_{mi}$ : 10

$D$ : 0

Hoek-Brown Classification:

$m_b$ : 1.677

$s$ : 0.0039

$a$ : 0.506

Failure Envelope Range:

Application: General

$\sigma_{3max}$ : 75000 MPa

Mohr-Coulomb FA:

$c$ : 1.494 MPa

$\phi_{mi}$ : 30.52 deg

Rock Mass Parameters:

$\sigma_{gl}$ : 0.069 MPa

$\sigma_{gc}$ : 1.807 MPa

$\sigma_{gcm}$ : 5.230 MPa

$E_m$ : 5477.23 MPa

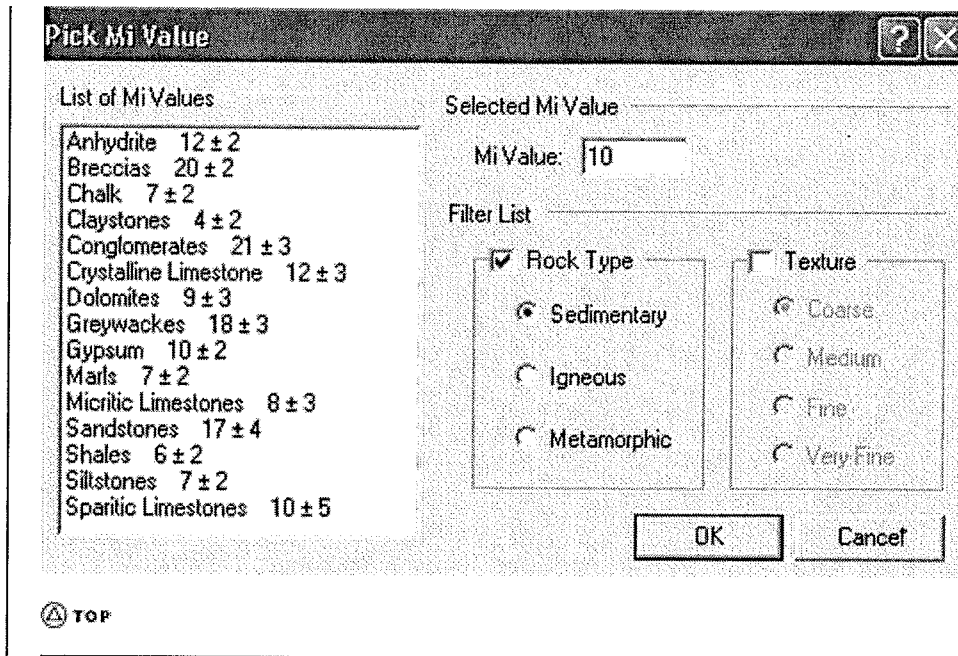
Copy Data

Rocscience  
www.rocscience.com

Eksempler fra programmet "Roclab"

Den geologiske styrkeindeksen, GSI finnes fra kartlegging i felten.

Eksempel på hvordan man finner Hoek og Brown's materialkonstant  $m_i$  for inntakt berg.



Materialkonstanten  $m_b$  som er representativ for bergmassen og som brukes til å beregne friksjon og kohesjon beregnes fra ligningen:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

Eksempel på hvordan man kan finde bergartens enaksiale trykkfasthet. Denne kan også estimeres fra en punktlast test f. eks.

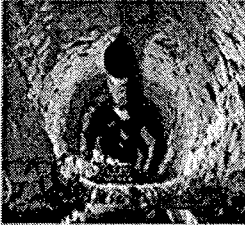

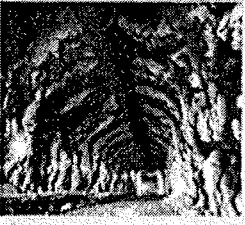
Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigc):  MPa

CLICK TO ENLARGE

Bruddkriteriet tar hensyn til sprengningsskader på berget.

**Disturbance Factor D**

	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D=0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D=0  D=0.5 No Invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D=0.8

Disturbance Factor:

CLICK TO ENLARGE



## 9. Geologiske forundersøkelser for fundamentering på berg

INS-ENV 1997-1, kapittel 3 Geotekniske undersøkelser, brukes begrepet geotekniske kategorier. Dette er den samme inndelingen som brukes i Eurocode 7.

Generelt forutsettes det en grundig innsamling, registrering og tolkning av geoteknikk/ geologisk informasjon. Omfanget av undersøkelser skal kontinuerlig gjennomgås etter hvert som det mottas ny informasjon under utførelse av arbeidet.

### Geoteknisk kategori 1:

Det er små og relativt enkle fundamenteringsprosjekter som kommer under denne kategorien. Man klarer seg her normalt med en befaring hvor følgende kartlegges for å sikre de grunnleggende kravene:

- Bergartsfordeling
- Oppsprekning / bruddsoner
- Løsmassemekanisk styrke
- Hydrogeologiske forhold
- Rasfare som kan skade fundamentområdet

Som et minstekrav bør alle prosjekteringsforutsetningene vurderes senest ved kontrollen av arbeidene.

### Geoteknisk kategori 2:

Denne kategorien omfatter alle fundamenter uten unormale risikoer eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

Kategorien krever kvantitative geotekniske/ geologiske data og analyser for å sikre at de grunnleggende kravene vil bli oppfylt, men de rutinemessige prosessene for felt- og laboratorieprøving, for prosjektering og utførelse kan også brukes.

### Geoteknisk kategori 3:

Denne kategorien omfatter svært store og kompliserte fundamenteringsoppgaver som innebærer unormale risikoer, eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold samt jordskjelvutsatte områder.

Geotekniske/ geologiske undersøkelser for kategori 2 og 3 omfatter normalt følgende tre faser som kan overlape hverandre:

- Forundersøkelser
- Prosjekteringsundersøkelser
- Kontroll av grunnforholdene

Bergmassen skal beskrives etter anerkjent geologisk terminologi og det skal foretas en geologisk vurdering. Vurdering av bergmassens egenskaper, slik som fasthet og deformasjonsegenskaper, kan oppnås ved bruk av internasjonale bergmasseklassifiseringer som Barton's Q-systemet og Bieniawski's RMR-system eller Hoek's GSI-system.

De geotekniske/ geologiske parametrene skal evalueres og brukes i bæreevneberegninger.

Det er spesielt viktig med en grundig sprekkekartlegging samt kartlegging av større bruddsoner. Hvis kartlegging på overflaten ikke er entydig må det foretas kjerneboringer.

Boringer er også nødvendig i områder med variable bergartslag der disse har stor variasjon i de mekaniske egenskapene.

Sprekker eller bruddsoner med ugunstig fallretning skal analyseres bergmekanisk.

Spesielt må man være oppmerksom på eventuelt sprekke materiale som f. eks. "svelleleire".

Grunnvann som kan medføre teleproblemer eller uheldig iskjøving nær eller ved fundamentet skal kartlegges.

Resultatene fra en geoteknisk/ geologisk undersøkelse skal sammenstilles i en grunnundersøkelsesrapport.

Denne bør vanligvis bestå av følgende deler:

- En presentasjon av tilgjengelig geoteknisk/ geologisk informasjon og relevante data. Også byggverkets antatte geotekniske kategori inngår her.
- Geoteknisk/ geologisk evaluering av informasjonen med angivelse av de forutsetninger som danner grunnlag for utledningen av parametrene. Det er viktig at eventuelle usikkerheter i datagrunnlaget blir diskutert samt forslag til videre undersøkelser hvis dette anses nødvendig.

### 10. Kontroll i byggefasen

Det er viktig at det legges opp til kontroll av grunnforholdene i byggefasen. I geoteknisk klasse 1 bør den geologiske beskrivelsen kontrolleres ved befaring på stedet.

I geoteknisk klasse 2 bør også bergets egenskaper kontrolleres, f. eks. ved representativ prøvetaking for å sjekke de bergmekaniske egenskapene som fasthet og deformasjon etter at fundamentområdet er utsprengt og rensket for løst berg.

Kontroll på bergmassekvaliteten ved bruk av bergmasseklassifiseringssystemer bør også gjennomføres. Man må være oppmerksom på sprengningsrelaterte sprekker. Q-systemet og RMR-systemet har ikke korreksjonsfaktorer for dette. Hoek og Brown's system har derimot en spenningsreduserende faktor D, som relateres til sprengningsskader. Ny registrering av sprekker og bruddsoner sjekkes mot tidligere registreringer.

Eventuell grunnvannstrømning i fundamentgropen registreres. Hvis det er fare for kjemiske påvirkning på fundamentkonstruksjonen fra grunnvannet skal prøver tas til analyse.

I geoteknisk klasse 3 kan det være påkrevd med ytterligere undersøkelser av de geologiske forhold for å sikre at ikke uforutsette avvik opptrer. Hvis slikt skulle skje skal avvik rapporteres umiddelbart til ansvarshavende til prosjektet.

Er bergmassen av en slik kvalitet at det er fare for deformasjoner eller bevegelser langs ugunstige bruddsoner skal et overvåkningsprogram etableres. Dette skal gjøres selv om bergmassen er forsterket ved injeksjon og eventuell bolting/ stag.

Overvåkningens varighet av fundamentet med påhvilende konstruksjon kan endres som resultat av observasjoner som er gjort i byggefasen.

Resultatene som oppnås ved overvåkning, skal alltid vurderes og tolkes, og det gjøres vanligvis på en kvantitativ måte.

## 11. Litteraturliste

- \* Barton, N. Lien, R. Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mech. Vol. 6, pp. 189-236
- \* Barton, N. Bandis, S. (1991) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice.
- \* Barton, N. (2002) Some new Q-values correlations to assist in site characterisation and tunnel design, I.J.Roch Mech. & Min. Sci.
- \* Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering rock classifications. John Wiley & Sons.
- \* Mehrotra, V.K. (1993) Estimation of engineering parameters of the rock mass, Ph.D. Thesis, University of Rookee, India, pp.267.
- \* Department of the army, U.S. Army corps of engineers (1994) Manual no. 1110-1- 2908.
- \* Hoek, E. Brown, E.T. (1980) Underground excavation in rock. London, Institution of mining and metallurgy.
- \* Hoek, E. Carranza-Torres, C. Corkum, B. (2002) Hoek – Brown failure criterion - 2002 edition.