

**ELFORSK**



# DAMMSÄKERHET

BETONGDAMMARS GLIDSTABILITET – FÖRSLAG PÅ NYA  
RIKTLINJER

Rapport 08:59



# BETONGDAMMARS GLIDSTABILITET – FÖRSLAG PÅ NYA RIKTLINJER

Rapport 08:59

Anders Gustafsson, Sweco  
Fredrik Johansson, Sweco  
Karl Rytters, Sekond  
Håkan Stille, Geokonsult Stille

2008-02-20

## Förord

Stockholm oktober 2008

Denna rapport är ett delresultat inom Elforsks program SVC/Dammsäkerhet.

Kraftindustrin har traditionellt satsat avsevärda resurser på forsknings och utvecklingsfrågor inom dammsäkerhetsområdet, vilket har varit en förutsättning för den framgångsrika utvecklingen av vattenkraften som energikälla i Sverige.

Målen för programmet är att långsiktigt stödja branschens policy, dvs att:

- Sannolikheten för dammbrott där människoliv kan vara hotade skall hållas på en så låg nivå att detta hot såvitt möjligt elimineras.
- Konsekvenserna i händelse av dammbrott skall genom god planering såvitt möjligt reduceras.
- Dammsäkerheten skall hållas på en god internationell nivå.

Prioriterade områden är Teknisk säkerhet, Operativ säkerhet och beredskap samt Riskanalys.

Ramprogrammet Dammsäkerhet har en styrgrupp bestående av: Jonas Birkedahl – FORTUM, Malte Cederström - Vattenfall Vattenkraft, Bengt Holmberg - Vattenfall Vattenkraft, Anders Isander – E.ON, Martin Johansson – Skellefteå Kraft, Juha Laasonen - FORTUM, Olle Mill - Svenska Kraftnät, Urban Norstedt - Vattenfall Vattenkraft, Gunnar Sjödin – Vattenregleringsföretagen, Rolf Steiner - FORTUM, samt Lars Hammar - Elforsk

Lars Hammar  
Elforsk AB

## Sammanfattning

Studier har utförts för att ta fram förslag på nya riktlinjer för beräkning av glidstabilitet för gravitationsdammar av betong grundlagda på berg i Sverige. Enligt tidigare riktlinjer och praxis har stabiliteten ofta bestämts med en enkel totalstabilitetsanalys för dammens grundläggningssnitt genom beräkning av friktionskoefficienten (glidfaktor). Normalt har ingen speciell hänsyn tagits till möjliga brott i själva berggrunden, om inte speciella förhållanden upptäckts i berg i samband med undersökningar eller under byggskedet. Denna metod för bestämning av stabiliteten är onyanserade, både i internationell jämförelse och med hänsyn till det faktiska kunskapsläget. För vissa dammar kan dimensioneringsmetodiken vara konservativ och för andra dammar kan den vara på osäkra sidan.

Några av de frågeställningar som diskuteras är möjliga typer av brott, lämpliga säkerhetsfaktorer, inverkan av vidhäftning i kontaktytan, inverkan av råheten på sprickplan och hur skjuvhållfastheten uppmätt vid laboratorieprovning ska omvandlas till in-situ-skala. Det framtagna förslaget till nya riktlinjer behandlar både glidning i kontaktytan mellan betong och berg och brott i berggrunden under dammen. Förslaget medger en mer nyanserad utvärdering av stabiliteten för betongdammar grundlagda på berg.

## Summary

A study has been performed in order to obtain a proposal for new Swedish guidelines regarding sliding stability of concrete dams founded on rock. According to the previous guidelines and practice in Sweden, the sliding stability has usually been evaluated by calculating the coefficient of friction for the interface between the dam and the foundation. Normally, no consideration was taken to possible failure modes in the rock foundation, unless special conditions were encountered during investigations or during the construction. This method for evaluating the sliding stability is rather crude, both compared to international practice and with consideration to the actual level of attainment in rock mechanics.

Some of the issues discussed are possible modes of failure, appropriate safety factors, the influence of cohesion in the concrete to rock interface and the contribution from roughness on the shear strength for discontinuities, and how the shear strength in laboratory scale should be converted into in-situ scale. The proposal considers both sliding in the interface between the dam and the rock foundation and failure modes in the actual rock mass. The suggested proposal to new guidelines admits a more balanced evaluation of the sliding stability for concrete dams in Sweden founded on rock.

## Innehåll

<b>1</b>	<b>INLEDNING</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>STABILITET FÖR BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ BERG</b>	<b>2</b>
2.1	Allmänt.....	2
2.2	Olika typer av glidbrott.....	3
2.3	Erfarenheter från inträffade brott i betongdammar.....	4
2.4	Nu gällande riktlinjer och praxis i Sverige.....	7
2.5	Riktlinjer i andra länder.....	9
2.6	Sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder.....	14
<b>3</b>	<b>BROTTKRITERIER OCH SKJUVHÅLLFASTHET</b>	<b>23</b>
3.1	Inledning.....	23
3.2	Skjuvhållfasthet i kontaktytan mellan betong och berg.....	23
3.3	Skjuvhållfasthet längs genomgående befintliga sprickplan.....	29
3.3.1	Allmänt.....	29
3.3.2	Brottkriterier för ofyllda sprickor.....	29
3.3.3	Skaleffekter.....	35
3.3.4	Brottkriterier för fyllda sprickor.....	38
3.4	Bergmassors hållfasthet.....	39
<b>4</b>	<b>UNDERSÖKNINGSMETODER</b>	<b>45</b>
4.1	Inledning.....	45
4.2	Fältundersökningar.....	45
4.3	Laboratorietest.....	46
<b>5</b>	<b>RIKTLINJER, PRINCIPFÖRSLAG</b>	<b>47</b>
5.1	Allmänt.....	47
5.2	Säkerhetsfaktorer.....	48
5.3	Laster och lastfall.....	50
5.4	Beräkning av skjuvhållfasthet.....	51

# 1 INLEDNING

Under år 2006 genomförde SWECO VBB tillsammans med SEKOND på uppdrag av Elforsk en inledande litteraturstudie som pekade på att nuvarande metoder i RIDAS för bestämning av stabiliteten för betongdammar grundlagda på berg är onyanserade, både i internationell jämförelse och med hänsyn till det faktiska kunskapsläget, efter att vissa framsteg gjorts de senaste decennierna. För vissa dammar framstår RIDAS dimensioneringsmetodik som konservativ och för andra dammar kan den vara på osäkra sidan.

Med utgångspunkt från detta har nu en andra etapp av projektet genomförts som omfattar fördjupade studier och utmynnar i ett förslag till nya riktlinjer som medger en mer nyanserad utvärdering av stabiliteten för betongdammar grundlagda på berg.

Den föreslagna metodiken avser endast dammarnas totalstabilitet, d.v.s. brott i kontakten mellan damm och berggrund och brott i undergrunden. Dammarnas interna stabilitet, d.v.s. de olika delarnas förmåga att ta upp förekommande laster och deformationer med bibehållen funktion kräver andra utredningar.

Förslaget har testats i en pilotstudie genomförd för betongdammen vid Laxede kraftstation. Resultat från pilotstudien, utförd på uppdrag av Vattenfall, redovisas i en separat rapport.

Trots de successivt ökande kunskaperna är osäkerheterna vid totalstabilitetsberäkningar fortfarande stora, både för att kunskaperna om väsentliga förhållanden som regel är begränsade och för att beräkningsmodellerna är förenklingar av verkliga förlopp.

Under etapp 2 har prof. Håkan Stille medverkat som rådgivare i bergmekaniska frågor, samt bidragit till avsnittet om sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder.



## 2 STABILITET FÖR BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ BERG

### 2.1 Allmänt

Stabiliteten hos betongdammar grundlagda på berg har bland annat i Sverige traditionellt bedömts med en enkel totalstabilitetsanalys för dammens grundläggningssnitt. Normalt har ingen speciell hänsyn tagits till möjliga brott i själva berggrunden, om inte speciella förhållanden, som t ex. ler- eller blankslag upptäckts i berg i samband med undersökningar eller under byggandet.

Säkerheten mot glidbrott har som regel tillgodosetts med hjälp av ett friktionsvillkor, som innebär att en högsta kvot på runt 0,75-0,90 mellan tangentialkraft och effektiv normalkraft tillåts för normala lastfall, motsvarande en tillåten friktionsvinkel av ca 37-42 grader utan angivande av säkerhetsfaktor. Säkerheten mot stjälpning har beaktats både genom ett lägsta tillåtet värde på kvoten mellan mothållande och pådrivande moment runt en antagen rotationsaxel i respektive monolits nedströmsände och genom krav på resultantläget. Ibland har hänsyn tagits till inverkan av eventuella ingjutna, slaka bergförankringar, ibland inte.

I en del andra länder (exempelvis USA) har stabiliteten istället ofta baserats på att skjuvhållfastheten i såväl grundläggningssnittet som undergrunden beskrivits med hjälp av såväl kohesion (vidhäftning) som inre friktion. Eftersom det är svårt att fastställa det verkliga hållfasthetsvärdet för kohesionen har begränsningar av detta värde i kombination med höga säkerhetsfaktorer (upp till 3 eller 4) tillämpats vid dimensionering.

De traditionella metoderna har emellertid kommit att ifrågasättas under de senaste decennierna beroende på ökad insikt om olika brottförlopp och tänkbara brottytor. Det är framförallt två faktorer som är avgörande; det är (1) om brottet sker genom ett intakt material eller genom en existerande försvagning t ex en bergspricka och (2) storleken på deformationerna före och under brott. Dessutom finns svårstuderade skalfaktorer att ta hänsyn till.

Brott genom intakt material, exempelvis genom osprucket berg, eller en intakt kontakt mellan betong och berg med konstaterad kohesion, sker i princip som ett sprött brott utan glidning (relativ rörelse) i själva brottytan. De enda förekommande deformationerna är således ren skjuvdeformation av de belastade kropparna. Fram till själva brottögonblicket kan skjuvhållfastheten då beskrivas som funktion av både kohesion ( $c$ ) och inre friktion ( $\phi_i$ ) med hjälp av Mohr-Coloumbs formulering. I verkligheten är både  $c$  och  $\phi_i$  beroende av ingående mineralers varierande egenskaper, exempelvis vittring, och förekommande spänningar.

I en brottyta där kohesion saknas, exempelvis i en bergspricka eller i en kontaktyta mellan betong och berg där vidhäftning aldrig funnits eller förlorats, krävs relativa rörelser, d.v.s. glidning i själva kontaktytan, för att skjuvmotstånd ska kunna mobiliseras. Skjuvhållfastheten blir här beroende av

en glidfriktionsvinkel ( $\emptyset$ ) och en dilatationsvinkel ( $i$ ). Man kan notera att denna friktionsvinkel  $\emptyset$  skiljer sig från den inre friktionsvinkeln  $\emptyset_i$  enligt Mohr-Coloumbs formulering. Här stöter man också på ett praktiskt problem såtillvida att  $i$  är beroende av storleken på den aktuella brottytan och den totala lasten. För dammar gäller som regel att den maximala skjuvhållfastheten bestäms av en friktionsvinkel, som ofta är betydligt lägre än den maximala friktionsvinkel som bestäms i laboratorieskala. Resultat från laboratorieundersökningar av små prover kan således inte tillämpas direkt.

Det är alltså av avgörande betydelse om en tänkt brottyta är intakt fram till brottögonblicket. Om kontakten är bruten krävs relativa rörelser (glidning) ofta av storleken från några millimeter upp till några centimeter för att maximal skjuvhållfasthet ska uppnås för glidkroppar av dammars storlek. Det betyder förstås att eventuell kohesion som kan existera på mindre delar av den intakta kontaktytan inte kan påräknas samtidigt som maximal friktionsvinkel tillgodoräknas på den brutna delen av kontaktytan. Förekommande skjuvspänningar kan således tas upp på antingen det ena sättet eller på det andra – däremot inte genom en kombination av de båda maxvärdena.

Det betyder att två intilliggande monoliter i en betongdamm kan ha helt olika stabilitetsförutsättningar, om den ena gjutits mot en råsprängd bergyta under ordnade former efter noggrann rengöring av ytan, medan den andra monoliten gjutits under svåra förhållanden exempelvis vintertid med regn eller snö/is och dålig rengöring av kontaktytan. Existerande vidhäftning kan också gå förlorad genom kemisk eller fysikalisk förändring av kontakten på grund av läckage eller åldring eller genom att kontakten brutits genom att hållfastheten tidigare överskridits.

Det krävs därför i princip att kontaktytans status måste undersökas för att man ska kunna tillgodoräkna sig inverkan av vidhäftning och inre friktion. Injektering av en icke-intakt brottyta kan möjligen till viss del förbättra ytans status, men eftersom injekteringsbrukets penetration är svår att verifiera och förekomst av lösa partiklar eller vittrat berg ändå kan motverka åtgärden krävs efterföljande verifiering av åtgärdens effekt.

Samverkan med ingjutna slaka bergförankringar kan inte självklart påräknas för brott i en intakt yta utan relativa rörelser. För glidning med relativa rörelser kan under vissa förutsättningar en viss samverkan förväntas. Om så är fallet beror bl.a. på bergets kvalité, deformationernas storlek och förankringarnas kvalité och beständighet. Spända bergförankringar kan däremot antas samverka vid brott genom en intakt yta, och även vid brott genom en bruten yta. En förutsättning i det sistnämnda fallet är att tillräcklig återstående deformationskapacitet finns i spännstålet, vilket i sin tur beror på använd stålqualitet, uppspanningsgrad, stagens riktning relativt förväntad glidning och detaljer i stagutformningen.

## 2.2 Olika typer av glidbrott

Under betongdammar kan olika typer av glidbrott utvecklas beroende på hur och var brottet inträffar. Både glidning i kontaktytan mellan betong och berg, och brott i berggrunden under dammen kan förekomma. I berggrunden kan glid-/skjuvbrott uppstå dels genom brott längs befintliga svaghetsplan, dels

till följd av brott i själva bergmassan. Följande indelning i typfall av glidbrott kan således göras:

- A. Brott i kontaktytan mellan betong och berg
- B. Brott längs befintliga sprickplan i berget
- C. Brott i bergmassan

Det är den svagaste länken av dessa tre fall som kommer att avgöra en damms säkerhet mot glidning. Fall A kan i sin tur uppdelas i två varianter

- A1. Brott i kontaktytan mellan betong och berg, utan vidhäftning
- A2. Brott i kontaktytan mellan betong och berg, med vidhäftning

Utöver ovanstående fall kan glidbrott även ske i själva dammkroppen. Det fallet kan i princip behandlas med ledning av befintliga betongnormer och det diskuteras följaktligen inte här.

### 2.3 Erfarenheter från inträffade brott i betongdammar

Brott i betongdammar har studerats i många olika sammanhang. Inom ramen för ICOLD gjordes under 1970-talet mer omfattande datainsamlingar av kommittén "Deterioration of Dams and Reservoirs". Resultat från det arbetet finns redovisat i ett tre publikationer från ICOLD (1974, 1983 och 1995). Dessa studier omfattar brott i alla typer av dammar inklusive betongdammar. En studie utförd av Douglas (2002) analyserar mer specifikt brott i betongdammar. I den studien analyseras 46 dokumenterade fall av brott i betong- och murverksdammar. Douglas rapport bygger även den huvudsakligen på data om dammbrott från ICOLDS arbeten. Dock ingår även en del kompletterad information från andra skriftliga källor samt uppgifter insamlade från ett antal kraftföretag i Australien, USA och Kanada.

#### Olika typer av brott i betongdammar

Brott i betongdammar kan ske på olika sätt. Douglas skiljer i sin studie på brott till följd av glidning, inre erosion och brott i dammkroppen. Både glidning och inre erosion avser brott som sker i undergrunden eller i kontakten mellan damm och grund, medan brott i dammkroppen avser skjuv- och dragbrott i själva dammkroppen. I **Tabell 2.1** nedan redovisas antalet inträffade brott av varje typ för 30 av de 46 fall som ingått i Douglas studie. I tabellern redovisas även dammålder vid brott.

Tabell 2.1: Typ av dammbrott och dammålder vid brott (efter Douglas 2002)

Dammens ålder vid brott	Glidning	Inre erosion	Brott i dammkropp	Totalt antal brott
Under byggande	-	-	1	1
Under första dämning	4	8	4	16
0 - 5 år	2	-	1	3
5-10 år	1	1	2	4
10-20 år	-	-	2	2
20-30 år	-	-	1	1
30-40 år	-	-	-	
40-50 år	1	-	1	2
>50 år	-	-	1	1
<b>Totalt antal brott</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>30</b>

Av Tabell 2.1 framgår att glidning svarat för ca en fjärdedel av de inträffade brotten. Glidning, såväl som inre erosion, har vanligtvis inträffat under första dämningen eller när dammen inte varit i drift särskilt länge. För resterande 16 fall i Douglas studie saknas uppgift om hur brottet skett. Flertalet av dessa fall med okänt brottförlopp har inträffat i samband med överströmning.

Det faktum att en stor andel av de brott som skett i betongdammar har inträffat vid överströmning eller vid exceptionellt hög dämning mot dammen kan vara värt att beakta vid bedömning av betongdammars förmåga att tåla överdämning och överströmning.

Det kan noteras att ren stjälpning inte verkar ha förkommit, annat än möjligtvis i kombination med underminering av grunden på grund av överströmning.

### Grundläggningsförhållanden

Uppgifter om grundläggningsförhållanden för betongdammar som gått till brott till följd av glidning finns tillgängliga i varierande grad. I **Tabell 2.2** nedan presenterar uppgifter om geologiska förhållanden för åtta dammar som brutit till följd av glidning. Tabellen bygger på uppgifter från Douglas kompletterad med information från ett antal andra källor. Informationen för flera av fallen är begränsad och inte alltid helt tillförlitlig.

Tabell 2.2: Geologiska förhållanden för berggrundlagda betongdammar som brutit till följd av glidning

Damm	Land	Typ	År för brott	Geologi
Bayless (brott A och B)	USA	Massivdamm	1910, 1911	Mjuk skiffer på vänster del, hårdare sandsten på höger del
St Francis	USA	Massivdamm	1928	Konglomerat/skiffer, mjukt berg, (ingen sprängning behövdes vid schaktning)
Xuriguera	Spanien	Massivdamm	1944	Okänd
Austin	USA	Massivdamm, murverk	1900	Kalksten, varvad med mjuka lerskifferlager
Tigra	Algeriet	Massivdamm, murverk	1917	Sandsten, horisontellt stratifierad
Malpasset <sup>1)</sup>	Frankrike	Valvdamm	1959	Gnejs, uppsprucken med mylonit-fyllda förkastnings-sprickor
Komoro <sup>2)</sup>	Japan	Lamelldamm, murverk	1928	Tuff
Zebrino <sup>3)</sup>	Italien	Massivdamm	1935	Skiffer/hornfeld, omfattande bergerosion tyder på låg kvalitet

1) Glidning/upptryck

2) Glidning/inre erosion

3) Glidning/yterosion

Av Tabell 2.2 ovan framgår att de flesta glidbrott skett vid grundläggning på mjukare bergarter. Dock finns några fall där grundläggningen skett på

hårdare berg, t. ex. Tigra (sandsten) och Malpasset (gnejs). Det sistnämnda fallet beskrivs mer detaljerat nedan.

Det finns även ett antal berggrundlagda dammar som glidit utan att dammen gått ända till brott. Grundläggningsförhållanden för ett antal sådana fall redovisas i **Tabell 2.3** nedan. Bland dessa är valvdammen Dobra ett fall med grundläggning på gnejs. Här skedde en utglidning av 2000 m<sup>3</sup> berg längs sprickplan till följd av högt upptryck i berget strax nedströms vänster anfang

Tabell 2.3: Geologiska förhållanden för berggrundlagda betongdammars som skadats till följd av glidning

Damm	Land	Typ	År för skada	Geologi
Don Marco	Brasilien	Massiv	1975	Okänd
Zardezas	Algeriet	Massiv	1932	Sandsten/lignit
Bouzey (A)	Frankrike	Massiv, murverk	1884	Sandsten
Dobra	Österrike	Valvdamm	1954	Gnejs
Morris Sheppard	USA	Lamelldamm	1987	Skiffer/sandsten

### Malpasset

Den 66 m höga valvdammen i Malpasset brast 1959, ca 5 år efter att dammen färdigställdes. Brottet omfattade större delen av dammen. På vänster sida skedde brottet längs en yta i berget under dammen, medan valvets nedre delar blev kvar på höger sida.

Följande beskrivning bygger på en sammanfattning med egna kommentarer skriven 1962 av Ekevärn utifrån den franska haverikommissionens slutrapport, som utkommit 2 år tidigare. Sammanfattningsvis visade haverikommissionens arbete att orsaken till brottet är uteslutande att söka i berget under dammens grundläggningsnivå. Den troligaste orsaken till brottet anges vara närvaron av ett antal förkastningar (krosszoner) på vänster strand omedelbart uppströms dammen.

Berget i dammläget består av gnejs, med ett utpräglat spricksystem. Avstånd mellan sprickorna är litet, i vissa fall i storleksordningen 1 dm. Sprickytorna är plana och parallella med varandra. Rörelser har ej skett längs sprickytorna. Den geolog som medverkade i haverikommissionen ansåg att dessa sprickor inte spelat någon roll vid dammbrottet. Det mest karakteristiska för berggrunden i dammläget är emellertid den exceptionellt stora förekomsten av förkastningar. Avståndet mellan dem är sällan längre än 5 m och förskjutningen kan uppgå till mer än en meter. I vissa fall består materialet i förkastningssprickorna av mylonit d.v.s. mer eller mindre väl sammankittat finkornt stenmjöl. Det ansågs uppenbart att dessa förkastningar spelat en stor roll vid dammbrottet. Den urholkning som skapades på vänster strand vid brottet begränsas på nedströmssidan av en och på uppströmssidan av två sådana förkastningar.

Vid brottet försköts det vänstra landfästet ca 2 m och underliggande berg följde med, dock ej hela denna längd. Landfästet var en ca 20 m hög klumpmurskonstruktion med planmåtten 22x6,5 m. Kvarsittande bergbultar tyder på att landfästet glidit 0,8 m i förhållande till berggrunden. Det troliga

förloppet är att landfästet utsattes för en mycket hög belastning och, tillsammans med underliggande berg, satt sig i rörelse på den glidyta som bildas av en av de tidigare nämnda två förkastningarna på uppströmssidan.

Det vänstra landfästet hade ursprungligen dimensionerats för en last från valvdammen på 13 000 ton, vilket givit ett normaltryck mot berget på i medeltal 0,6 MPa och en medelskjuvpåkänning i kontaktytan på 0,9 MPa. I detta fall ansågs vidhäftning mellan betong och berg vara bestämmande för glidmotståndet. Med ledning av försök utförda av den franska ICOLD-kommittén vid andra dammar hade vidhäftningshållfastheten uppskattats till ca 2,8 MPa, vilket skulle ge en säkerhetsfaktor mot glidbrott på 3. Haverikommissionen framhöll att landfästet i verkligheten varit större vilket minskar skjuvpåkänningen till 0,75 MPa och ökar säkerhetsfaktorn till 3,6.

Enligt uppskattningar gjorda av haverikommissionen, baserat på beräknad hållfasthet hos en vingmur som slets bort från landfästet vid brottet, har landfästet vid brottillfället varit utsatt för en last större än 18 000 ton. Kommissionen anser att landfästet överbelastades till följd av förekomsten av mjukt berg på vänster sida som ej kunnat uppta lasterna från valvet utan stora deformationer. Den del av lasten som ej kunnat överföras från valvet till berggrunden har i stället överförts till landfästet. En slutsats som Ekevärn drar är att landfästet visserligen utsatts för kraftig överbelastning, men grundbrottet kan ändå i princip tjäna som exempel på att man vid stabilitetsproblem inte kan nöja sig med att enbart studera förhållandena vid kontaktytan mellan betong och berg.

## 2.4 Nu gällande riktlinjer och praxis i Sverige

I nu gällande version av RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar från 2006 rekommenderas att kontroll mot glidning utförs genom att man beräknar en glidfaktor,  $\mu$ , som utgör kvoten mellan summan av krafterna parallellt glidplanet,  $\Sigma H$ , och summan av krafterna vinkelrätt mot glidplanet,  $\Sigma V$ . Kvoten får inte överstiga en specificerad tillåten glidfaktor,  $\mu_{till}$ .

$$\mu = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leq \mu_{till} \quad (2.1)$$

Metoden utgör i praktiken en erfarenhetsbaserad kontroll mot glidning i kontaktytan mellan betong och berg. Genom lämpligt val av det tillåtna värdet på glidfaktorn kan en nominell säkerhet mot brott beräknas vid grundläggning på berg av god kvalitet utan alltför omfattande grundundersökningar.

Vad som i Sverige ansetts som lämpligt värde på tillåten glidfaktor vid grundläggning på berg av god kvalitet har varierat något under åren.

I **Tabell 2.4** återges rekommenderade tillåtna värden på glidfaktorn vid grundläggning på "bra berg", enligt nu gällande version av RIDAS. Dessa värden bygger på den praxis som tillämpats inom Vattenfall sedan lång tid tillbaka.

Tabell 2.4: Rekommenderade tillåtna värden och brottvärde för glidfaktorn enligt RIDAS vid grundläggning på bra berg

	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olycks-lastfall	Brottvärde
Glidfaktor	0,75	0,90	0,95	1,0
Motsvarande friktionsvinkel $\phi$ (°)	37	42	43,5	45

Reinius, som var professor på KTH under delar av den svenska dammutbyggnadsepoken, angav följande tillåtna värden på glidfaktorn vid grundläggning på gott berg:

Massivdammar	0,75
Tunna pelardammar	0,90 (små dammar 1,0)

Det högre värdet för tunna pelardammar (lamelldammar) motiverar Reinius dels med att berget på ömse sidor om pelarnas anliggningsyta mot grunden medverkar och minskar glidningsrisken och dels med att säkrare värde på upptrycket föreligger vid pelardammar än vid massivdammar.

Vilka krav som ställts för att ett berg ska anses som av god kvalitet har sällan dokumenterats. Praxis förfaller ha varit att man försökt förvissa sig om att inga genomgående slag i ogynnsam riktning förekommit i berggrunden. Om genomgående slag upptäckts, har andra lägre tillåtna värden på glidfaktorn använts.

Vidare anges i RIDAS att om grundläggning sker på berg som inte kan anses vara av god kvalitet bör brottvärdet på glidfaktorn bestämmas genom undersökningar av bergmassan och sedan reduceras med en säkerhetsfaktor,  $SF$ , för att uppnå tillåten glidfaktor. I **Tabell 2.5** nedan visas rekommenderade värden på säkerhetsfaktorer.

Tabell 2.5: Säkerhetsfaktor enligt RIDAS för beräkning av tillåten glidfaktor

Grundläggning	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olycks-lastfall
Berg	1,35	1,10	1,05

Ovan angivna säkerhetsfaktorer måste anses som låga, men totalsäkerheten beror naturligtvis på hur bergmaterialets brottvärde bestämts. Ingen vägledning ges emellertid i RIDAS om hur bestämningen av brottvärdet kan ske, eller vilka beräkningsmodeller som kan anses tillämpliga.

### Bronormen

Även den svenska bronormen behandlar frågan om glidning. Bronormen föreskriver karakteristiska friktionsvinklar enligt **Tabell 2.6** nedan vid dimensionering mot glidning mellan betong och berg.

Tabell 2.6: Karakteristisk och dimensionerande friktionsvinkel enligt bronormen BRO 2004 (Vägverket 2004).

Typ av yta	Karakteristisk friktionsvinkel (°)	Dimensionerande friktionsvinkel (°)
Sprängd och rensad bergyta	50	47
Naturlig, rensad bergyta med sprickor och ojämnheter	39	36
Naturlig, rensad, i huvudsak plan och sprickfri bergyta	31	29

Det bör påpekas att ovanstående dimensioneringsvärden enligt RIDAS och BRO 2004 inte är direkt jämförbara, eftersom RIDAS tillämpar totalsäkerhetsfaktorer medan BRO 2004 använder sig av partiella säkerhetsfaktorer. För att värdena ska bli jämförbara måste hänsyn även tas till de partialkoefficienter som tillämpas för uppräknade laster enligt BRO 2004.

### Diskussion

Metoden i RIDAS får anses var onyanserad och innebär i flera avseenden en begränsning. Det är t.ex. inte alltid bergkvalitén är sådan att den kan kallas för "bra berg". Det har vid de fördjupade dammsäkerhetsutvärderingar (FDU) som utförts för svenska dammar under senare år framkommit att stora variationer förekommer vad gäller bergkvalité och att flacka sprickplan i berget under dammar inte är något ovanligt. Det har även visat sig att många betongdammars i Sverige inte uppfyller de i RIDAS ställda kraven på tillåten glidfaktor. För att utvärdera dammstabiliteten i sådana fall finns det behov av mer nyanserade riktlinjer. I många länder tillämpas också sedan lång tid tillbaka andra metoder för att kontrollera risken för glidning.

## 2.5 Riktlinjer i andra länder

Många länder har riktlinjer för dimensionering av betongdammars glidstabilitet. Riktlinjerna skiljer sig åt en del, både vad avser själva metodiken för dimensionering och när det gäller riktlinjernas detaljeringsgrad.

En jämförelse av normer, riktlinjer och praxis för dimensionering av betongdammars med hänsyn till glidning i 14 olika länder har relativt nyligen tagits fram av en arbetsgrupp inom ICOLDs europaklubb under ledning av Ruggeri (2004a). I undersökningen ingick totalt 10 europeiska länder (Italien, Spanien, Norge, Frankrike, Tyskland, Schweiz, Sverige, Storbritannien, Österrike och Portugal) samt 4 utomeuropeiska länder (Kanada, USA, Kina och Indien). Förutom normer, riktlinjer och praxis i de olika länderna behandlas också bl.a. erfarenheter från experimentella försök, beräkningsmetoder vid säkerhetsutvärdering och tredimensionella effekter. Arbetsgruppen har tidigare också undersökt hur upptryck, med och utan hänsyn till dränering, behandlas i olika länders riktlinjer, se Ruggeri (2004b).

Utöver ovan nämnda rapporter från ICOLDs Europaklubb, har här följande riktlinjer studerats mer ingående:

- Canadian Dam Association (CDA), Dam Safety Guidelines, 2002



- US Army Corps of Engineers (USACE), Engineer Manual, Stability Analysis of Concrete Structure, 2005
- Norges Vassdrags- og Energidirektorat (NVE), Retningslinje for betongdammer, 2002.

### **Laster**

De laster som vanligtvis behandlas i studerade riktlinjer omfattar egentygnd, vattenlast, upptryck och islast. I vissa av riktlinjerna finns även regler för hur jordtryck, seismiska laster och belastning från sediment och slam ska behandlas.

Egentygnd och vattenlast är väldefinierade laster och inga större skillnader finns när det gäller hur dessa behandlas i olika riktlinjer. Jordtryck, islaster och upptryck kan däremot vara lite mer svårdefinierade och vissa skillnader finns mellan olika länder.

I Nordamerika har vanligtvis tillämpats en islast på 146 kN/m mot vertikal dammfront. I Sverige föreskriver RIDAS 50-200 kN/m beroende på geografisk zon, medan NVE anger att 100-150 kN/m normalt ska förutsättas gälla för hela landet. Det kan dock konstateras att betydligt större islaster har uppmätts vid dammar. US Bureau of Reclamation har uppmätt islaster på mellan 53 och 336 kN/m s vid underökningar utförda på 1940-talet. Lägre värden uppmättes vid magasin med flacka stränder, och högre vid magasin med branta stränder. Senare mätningar i Kanada har visat på stora islaster för magasin med betydande vattenståndsvariationer, som mest har islaster på 324 kN/m uppmätts. Ännu högre istryck har uppmätts i svensk sjöis.

### **Upptryck**

Undersökningen utförd inom ramen för ICOLDs Europaklubb av hur upptryck behandlas i olika länders riktlinjer visade inte på några avgörande skillnader länderna emellan, se Ruggeri (2004b).

När det gäller de nuvarande svenska riktlinjerna, kan det dock vara värt att påpeka att anvisningen att ej beakta påverkan på upptrycket av kortvariga variationer i vattenstånd t.ex. vid svallning i vissa fall är direkt olämplig. Vattentryck fortplantar sig i slutna akvifärer i stort sett momentant, detta gäller även i berg.

### **Lastkombinationer**

Vissa skillnader finns mellan studerade riktlinjer vad gäller hur laster kombineras i olika lastfall, se **Tabell 2.7** nedan. Dessa skillnader måste beaktas vid jämförelse av stabilitetskriterier i olika riktlinjer. I den av USACE nyligen publicerade riktlinjen anges återkomsttid för laster i de olika lastfallen istället för specificering av ingående laster. I RIDAS anges förutom nedanstående redovisade två lastfall även ett antal ytterligare lastfall.

Tabell 2.7: Lastkombinationer enligt CDSA, NVE, USACE och RIDAS.

Lastfall	CDA (2002)	NVE (2002)	USACE (2005)	RIDAS (2006)
Vanligt	VY. vid DG, islast	VY. vid DG, islast.	Last med återkomsttid <10 år	VY. vid DG, islast
Ovanligt/ Exceptionellt	Max. högflöde	-	Last med återkomsttid 10-300 år	VY. vid dammkrön
Extremt/ Olycksfall	Jordbävning	PMF	Last med återkomsttid >300 år	

### Stabilitetsvillkor

Enligt Ruggeri (2004a) är det endast Sverige och Italien som beaktar glidning genom en friktionskoefficient som representerar hela hållfastheten. Övriga 12 länder som ingick i studien har dokumenterade förfaranden som tar hänsyn till både kohesion och friktion vid bestämning av hållfastheten. Undersökningen visar att endast ett land (Kina) tillämpar ett system uppbyggt enligt partialkoefficientmetoden.

De säkerhetsfaktorer som rekommenderas för glidning varierar högst väsentligt mellan olika länders normer. Tillämpade säkerhetsfaktorer beror på om maximal skjuvhållfasthet (Peak Strength) eller hållfasthet efter en betydande deformation (Residual Strength) ansätts och i vilken omfattning kohesionen beaktas vid bestämning av hållfastheten. Typiska säkerhetsfaktorer i undersökta länders riktlinjer enligt Ruggeri visas i **Tabell 2.8** nedan.

Tabell 2.8: Typiska säkerhetsfaktorer för glidning enligt Ruggeri (2004a).

	Lastfall		
	Normalt	Exc.	Olycks-
Vid höga värden på hållfasthet	3	2	1,3
Vid låga värden på hållfasthet	1,5	1,3	1,1

Riktlinjer med höga säkerhetsfaktorer i kombination med höga värden på hållfasthet förfaller ha sitt ursprung i den praxis som utvecklades i USA från 1930-talet och framåt. Trenden har under senare år varit att söka sig bort från denna praxis, och istället använda lägre värden på både hållfasthet och säkerhetsfaktor.

I de schweiziska riktlinjerna föreskrivs olika säkerhetsfaktorer på friktions- respektive kohesionsdelen vid beräkning av skjuvhållfastheten.

Rekommenderade säkerhetsfaktorer enligt CDA, NVE, USACE och RIDAS att tillämpa vid kontroll av glidning redovisas i **Tabell 2.9** nedan.

Tabell 2.9: Säkerhetsfaktorer vid kontroll av glidning enl. CDA, NVE, USACE och RIDAS

Lastfall	CDA (2002)	NVE (2002)	USACE (2005)		RIDAS (2006)
			Stora konse- kvenser	Små konse- kvenser	
Vanligt	3,0 <sup>a)</sup> 2,0 <sup>b)</sup> 1,5 <sup>c)</sup>	3,0 <sup>d)</sup> 2,5 <sup>e)</sup> 1,5 <sup>f)</sup>	2,0 <sup>h)</sup> 1,7 <sup>i)</sup>	3,0 <sup>g)</sup> 1,5 <sup>h)</sup> 1,4 <sup>i)</sup>	1,35
Exceptionellt/ Ovanligt	2,0 <sup>a)</sup> 1,5 <sup>b)</sup> 1,3 <sup>c)</sup>		1,5 <sup>h)</sup> 1,3 <sup>i)</sup>	2,6 <sup>g)</sup> 1,3 <sup>h)</sup> 1,2 <sup>i)</sup>	1,10
Extremt/ Olyckslastfall	1,3 <sup>a)</sup> 1,1 <sup>b)</sup> 1,0 <sup>c)</sup>	2,0 <sup>d)</sup> 1,5 <sup>e)</sup> 1,1 <sup>f)</sup>	1,1 <sup>h)</sup> 1,1 <sup>i)</sup>	2,2 <sup>g)</sup> 1,1 <sup>h)</sup> 1,1 <sup>i)</sup>	1,05

Anm.:

- |  |  |
|--|--|
| a) "Peak sliding factor", utan test    | f) Utan hänsyn till kohesion                 |
| b) "Peak sliding factor", med test     | g) Begränsad kännedom om lokala förhållanden |
| c) Residual sliding factor, utan test  | h) Medelgod kännedom om lokala förhållanden  |
| d) Med hänsyn till kohesion, utan test | i) God kännedom om lokala förhållanden       |
| e) Med hänsyn till kohesion, med test  |  |

I NVEs riktlinjer anges även att då friktionsvinklar inte har dokumenterats genom prov., får maximalt följande (brottvärden) tillämpas:

- 50° för hårda bergarter, rå yta och gynnsam skiffriighet i övergången mellan betong och berg
- 45° för hårda bergarter, liten råhet och tydlig skiffriighet och lösa bergarter utan skiffriighet
- 40° för lösa bergarter med tydlig skiffriighet
- 45° för glidplan i betongen

Ovanstående friktionsvinklar motsvarar värden för glidplan där inga relativa förskjutningar har skett.

I NVEs riktlinjer anges även att högre säkerhetsfaktorer ska tillämpas vid kontroll av glidning i berggrunden. Säkerhetsfaktorn ska i det fallet värderas av en ingenjörsgéolog med hänsyn till lokala förhållanden och omfattningen av de undersökningar som utförts.

Varken CDA eller USACE anger några standardvärden att använda vid avsaknad av fältundersökningar.

### Utvärdering av glidstabilitet i Kina enligt partialkoefficientmetoden

Nedan återges regler för utvärdering av dammars glidstabilitet enligt den engelskspråkiga publikationen "Standard Compilation of Water Power in China" utgiven år 2000 så som de refereras av Ruggeri (2004a).

Utvärdering av dammstabilitet i brottgränstillståndet utgår från följande allmänna uttryck:

$$\gamma_o \Psi S(\gamma_G G_{kr} \gamma_Q Q_{kr} A_k) \leq 1/\gamma_d R (f_k / \gamma_m)$$

Där:

- $\gamma_o$  = Faktor som beskriver dammens viktighet ( $\gamma_o = 1.1 - 1.0 - 0.9$ ).  
 $\Psi$  = Faktor relaterad till typ av lastkombination ( $\Psi = 1.0 - 0.95 - 0.85$ )  
 $S$  = Lasteffekt  
 $G_k$  = Standardvärde för permanenta laster  
 $\gamma_G$  = Partialkoefficient för permanenta laster <sup>1</sup>  
 $Q_k$  = Standardvärde för variabla laster  
 $\gamma_Q$  = Partialkoefficient för variabla laster <sup>1</sup>  
 $A_k$  = Typvärde för tillfälliga laster  
 $\gamma_d$  = Strukturkoefficient  $G_{kr}$  sätts till 1,2 för glidstabilitet vid både vanliga och tillfälliga laster  
 $R$  = Hållfasthet  
 $f_k$  = Standardvärde för materialegenskaper  
 $\gamma_m$  = Partialkoefficient för materialegenskaper

Den totala hållfastheten utvärderas med hjälp av det klassiska uttrycket baserat på kohesion och friktion. Friktionskoefficienten antas variera enligt en statistisk normalfördelning, medan en logaritmisk fördelning antas gälla för kohesionen.

I **Tabell 2.10** nedan anges de partialkoefficienter för material,  $\gamma_m$ , som ska användas.

Tabell 2.10: Partialkoefficienter för material,  $\gamma_m$ , enligt normer i Kina

Yta	Partialkoefficient	
	Friktion	Kohesion
Betong/betong	1,3	3,0
Betong/berg	1,3	3,0
Berg/berg	1,4	3,2
Mjuka svaga strukturella plan	1,5	3,4

Standardvärden för friktionsvinkel och kohesion finns angivna i den kinesiska normen, vilka kan användas under utrednings- och förprojekteringsfasen för medelstora projekt.

<sup>1</sup> Koefficienterna  $\gamma_G$  and  $\gamma_Q$  sätts olika för olika typer av laster. De varierar från 1,0 för egentygnd och statistiskt vattentryck upp till 1,3 för pulserande hydrodynamiska vattentryck.

## 2.6 Sannolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder

Dimensionering av en konstruktion innebär att beslut ska fattas huruvida den aktuella konstruktionen kan accepteras eller ska förkastas. I grunden är detta ett beslut som styrs av samhällets önskemål och krav på säkerhet, men där också kostnaden för konstruktionen ställs mot kostnaden av ett ras, inklusive samhällets kostnader.

Eftersom kostnaderna för ras eller obrukbarhet normalt är höga eller mycket höga vill både ägaren till konstruktionen och samhället att detta endast får inträffa mycket sällan, d.v.s. sannolikheten för brott ska vara mycket liten. Svårigheter förknippade med att beräkna brotts sannolikheten har medfört att konstruktioner fram till idag har dimensionerats utifrån ställföreträdande mått såsom säkerhetsfaktorn. Denna faktor beskriver i princip relationen mellan den last som konstruktionen kan bära utan att brista och den last som konstruktionen kan antas komma att utsättas för.

Samma säkerhetsfaktor kan betyda helt olika brotts sannolikheter eftersom beräkning av säkerhetsfaktorn inte innehåller en analys av de rådanden osäkerheterna. Denna frågeställning har forskningen brottats med de senaste årtiondena. För ca tio år sedan tog man ett beslut inom EU att införa en ny byggnadsnorm som i princip skulle utgå från ett sannolikhetsbaserat synsätt. Normer för konstruktionsmaterial såsom stål och betong utvecklades först eftersom det fanns tillgång till omfattande och statistisk relevant provdata. Geo-området har behandlats senare, delvis beroende på att en svårare frågeställning med fåtalsprovning och skalberoende.

I Sverige har under de senaste åren viss forskning skett på hur brotts sannolikhet beräknas för dammkonstruktioner, se bl.a. Jeppson (2003) och Westberg (2007).

### **Eurocode 90 och 97**

Eurocode 90 (EN 1990) är övergripande och behandlar de generella frågeställningarna vid dimensionering. Eurocode 97 (EN 1997-1) är ett supplement och behandlar de speciella frågeställningar som är förknippade med olika typer av geokonstruktioner. I princip anges att motståndsförmågan  $R$ , ska ställas i relation till lasteffekten  $S$ , så att säkerhetsmarginalen  $R-S$ , blir acceptabelt stor. Detta kan i princip beräknas med tre olika sätt:

- Full sannolikhetsbaserad analys där sannolikheten för att säkerhetsmarginalen är mindre än noll beräknas och sätts i relation till en högsta acceptabel brotts sannolikhet.
- Sannolikhetsbaserad analys där kvoten mellan medelvärdet och standardavvikelsen på säkerhetsmarginalen (säkerhetsindex) är större än ett i förväg uppställt värde.
- Deterministisk analys med partialkoefficientmetoden där det dimensionerade värdet på motståndsförmågan inte får vara mindre än det dimensionerande värdet på lasteffekten.

Mellan dessa tre olika dimensioneringssätt finns teoretiska samband som under vissa förutsättningar kan tecknas med slutna lösningar.

Eurocode rekommenderar användningen av partialkoefficientmetoden. För geokonstruktioner har man dessutom lagt till ett dimensionerings sätt som benämns observationsmetoden, vilket innebär att man låter observationer av konstruktionens beteende styra dess dimensionering på ett i förväg uppgjort sätt.

### Partialkoefficientmetoden

Partialkoefficientmetoden innebär att man beräknar dimensionerande värde för bärförmåga,  $R^*$ , och lasteffekt,  $S^*$ . Det dimensionerade värdet på bärförmågan får inte vara mindre än det dimensionerande värdet på lasteffekten enligt ekvation 2.2 nedan.

$$R^* = \frac{R_k}{\gamma_R} \geq S^* = S_k \cdot \gamma_S \quad (2.2)$$

Där  $R_k$  och  $S_k$  är karakteristiska värden för bärförmåga respektive lasteffekt och  $\gamma_R$  och  $\gamma_S$  är motsvarande partialkoefficienter. Det teoretiska sambandet mellan dimensionerande värdet  $X^*$ , säkerhetsindex  $\beta$  och partialkoefficienter  $\gamma$  samt karakteristiska värden beskrivs av följande ekvation under antagande av att variablerna är normalfördelade och oberoende:

$$X^* = \frac{X_k}{\gamma_x} = \mu + \alpha_x \beta \sigma_x \quad (2.3)$$

Där  $\alpha$  är en faktor som beskriver vilken betydelse variabeln  $X$  har för problemet.  $\mu$  är variabelns medelvärde och  $\sigma_x$  är dess standardavvikelse.

Av ekvationen framgår att kvoten mellan det karakteristiska värdet och partialkoefficienten ska vara en konstant som beror på säkerhetsnivån, variabelns stokastiska parametrar och sensitivitetsfaktorn. Sannolikheten för brott kan tecknas som:

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.4)$$

Givet ett visst problem, krav på minsta säkerhetsindex, uppskattning av medelvärdet och standardavvikelsen, samt regel för bestämning av det karakteristiska värdet, kan teoretiskt korrekta partialkoefficienter väljas. Flera av dessa faktorer kan vi bestämma eller ha en relativ god uppfattning om. Användandet av partialkoefficientmetoden bygger på dess enkelhet och att konstruktionstypen är väl känd. Vidare förutsätter användandet att materialegenskaperna låter sig bestämmas på ett sådant sätt att enkla regler för bestämning av karakteristiskt värde och partialkoefficient kan användas.

Den stora utmaningen inom geotekniken är att beskriva variansen eller standardavvikelsen hos de ingående geologiska variablerna. Denna är beroende på flera faktorer. Även om jords och bergs egenskaper till sin natur är deterministisk kommer vi aldrig att känna den i varje punkt. Det finns en kunskapsgräns som vi aldrig kan överskrida, vilken resulterar i en minsta varians hos egenskapen. Därtill kommer att vi endast har ett fåtal provningar. Detta ger sig till känna som en statistisk osäkerhet och bidrar till en ökning av geo-variabelns varians. Bergmassans egenskaper och portryck är exempel på sådan geo-variabler.

Därtill finns det en stor grupp av problem relaterade till konstruktioner som belastar stora ytor och där hållfastheten styrs av summan av många små tillskott. Den rumsliga fördelningen av variabeln kommer därmed att ha ett avgörande inflytande på det resulterande systemets varians. Risk för glidning av en dammkropp på berg eller jord tillhör den kategori av problem.

Det finns också en grupp geokonstruktioner vars uppförande kännetecknas av en samverkan mellan konstruktion och jord/berg. För dessa konstruktioner kan sensitivitetsfaktorn variera med de faktiska förhållandena vilket kan vara svårt att beskriva i enkla regler. Grundläggning av dammar tillhör denna kategori.

Allt detta leder till att användande av fasta partialkoefficienter såsom rekommenderas i Eurocode inte låter sig göras utan en rejäl överdimensionering. Vi är därför tveksamma till att använda oss av partialkoefficientmetoden vid dimensionering av betongdammar grundlagda på berg. I synnerhet eftersom varje damm ofta är unik. Den ena lösningen på ett dimensioneringsproblem är ofta inte den andra lik.

### **Enhetlig säkerhetsfilosofi**

Det är av största vikt att det finns en tydlig säkerhetsfilosofi för grundläggning av dammar. Det är enbart på det sättet vi kan ha en överblick över risker och kan prioritera åtgärder på ett stringent sätt. Vi tror att den ska vara sannolikhetsbaserad och ha en förankring i den kommande Eurocoden. Den metod som har bäst förutsättningar att klara detta är den ovan beskrivna metoden med en sannolikhetsbaserad analys där kvoten mellan medelvärdet och standardavvikelsen på säkerhetsmarginalen (säkerhetsindex) beräknas, där beräknat säkerhetsindex ska vara större än ett i förväg uppställt värde. Detta uppställda värde bör ställas i relation till konsekvensen av ett brott, där stora konsekvenser kräver ett högre säkerhetsindex.

Metodik finns framtagen för att beräkna en konstruktions säkerhetsindex. Området benämns på engelska "Reliability analysis" och metoderna FOSM (First Order Second Moment) och FORM (First Order Reliability Method). Metodiken är uppbyggd av 6 steg:

- Studera konstruktionen ur ett systemanalytiskt perspektiv.
- Beskriv med analytiska modeller funktioner för konstruktionens kritiska beteenden (gränstillstånd).
- Uppskatta de statistiska parametrarna hos de ingående variablerna.
- Beräkna medelvärdet och standardavvikelsen för de kritiska beteendena.
- Beräkna motsvarande säkerhetsindex och sannolikhet för brott.
- Beräkna hela konstruktionens säkerhetsnivå och sannolikhet för brott.

På detta sätt kan dammens stabilitet analyseras utifrån faktiska förhållanden och rådande osäkerheter. I princip kommer man inte bort från de georelaterade problemen som ovan beskrivits. Fördelen är att de inte göms i generella regler för karakteristiska värden och partialkoefficienter utan måste

analyseras och diskuteras öppet. Idag kan vi dock konstatera att vissa av de georelaterade problemen kräver ytterligare forskning för att metoden fullt ut ska kunna användas för en kvantitativ analys av säkerhetsnivån.

### Utvecklingssteg

Idag används i Sverige en enkel totalstabilitetsanalys med hänsyn till risken för glidning med enhetliga säkerhetsfaktorer som endast varierar med typ av lastfall. Vidare analyseras som regel endast en av flera möjliga typer av brott, nämligen glidning mellan betongkroppen och undergrunden.

Baserat på teoretiska samband enligt ekvation 2.3 kan en uppfattning om säkerhetsfaktorerna för olika situationer analyseras, vilket kan ligga till grund för en utveckling mot ett system med säkerhetsfaktorer som tillåts variera med faktiska förhållanden och osäkerheter. Detta steg kan ses som ett mellansteg till dess kvalitativa säkerhetsanalyser enligt ovan kan komma till användning.

Utgångspunkten för detta utvecklingssteg har varit följande. Konsekvensen av ett dammbrott delas in i två eller flera klasser. Mindre konsekvens kan exempelvis innebära en största tillåtna årlig brottsannolikhet på  $10^{-4}$  vilket motsvarar ett säkerhetsindex på  $\beta=3,7$ . Större konsekvenser skulle exempelvis kunna innebära motsvarande värden på  $10^{-5}$  och  $\beta=4,3$ . Dessa klasser motsvaras av säkerhetsklass 2 respektive 3 enligt dagens byggnorm och de kan grovt antas kunna motsvara rimliga krav för dammar i konsekvensklass 2 respektive 1B. Dammar i konsekvensklass 1A kan alltså antas ha en lägre tillåten brottsannolikhet och ett motsvarande högre säkerhetsindex.

Omfattningen av genomförda undersökningar delas in i klasserna begränsad respektive omfattande undersökning. Vidare har vi ansett att glidmotståndet är den viktigaste faktorn som påverkar risken för instabilitet av dammen. Erfarenhetsmässigt betyder det att  $\alpha$  är runt 0,9. Osäkerheten uttrycks i variationskoefficienten,  $cov$ , vilken definieras som standardavvikelsen dividerad med medelvärdet. Vi har delat in osäkerheten i två grupper, stor och liten osäkerhet motsvarande  $cov=0,1$  respektive 0,2,. Slutligen har vi beaktat om glidningen styrs av lokala förhållanden eller beror på medelvärdet över en större yta.

Följande ekvation gäller för beräkning av erforderlig delsäkerhetsfaktor för glidning  $\gamma$  (Stille m.fl. 2007)

$$\gamma = \frac{x_k}{\mu + \alpha_x \beta \sigma_k} = \frac{1 - k \text{ cov} \frac{1}{\sqrt{n}}}{1 - \alpha \beta \text{ cov} \left( \sqrt{\frac{1}{m} + \frac{1}{n}} \right)} \quad (2.5)$$

Där faktorn  $k$  anger på vilket sätt vi bestämmer det karakteristiska värdet. I vårt ena fall har vi satt den till noll, vilket betyder att vårt värde som vi använder i våra beräkningar motsvaras av det troliga värdet (medelvärdet). I det andra fallet har vi antagit faktorn  $k$  så att termen,



$$k_{\text{cov}} \frac{1}{\sqrt{n}} = 0,5 \quad (2.6)$$

,vilket betyder att vi har antagit vårt värde konservativt till att motsvara hälften av vårt medelvärde.

Faktorn  $n$  anger hur många relevanta undersökningar vi har av variabeln. Vi har utgått från  $n=1$  för en begränsad undersökning företrädesvis byggd på erfarenhet och  $n=5$  för en mer omfattande undersökning även innehållande provningar. Faktorn  $m$  anger om det är ett lokalt brott eller om brott bestäms av medelvärdet över en större yta. På grund av avsaknad av kunskap har vi valt att använda oss av försiktigt (konservativt) valda värden. Ett värde  $m=1$  motsvaras av lokalt brott medan  $m=3$  motsvaras av en medelvärdesbildning över en större yta.

Resultatet av våra beräkningar har gett värden på delsäkerhetsfaktorn för glidmotståndet enligt **Tabell 2.11** och **Tabell 2.12** nedan.

Vid dessa typer av beräkningar är det, som tidigare nämnts, viktigt att studera konstruktionen och brottet ur ett systemanalytiskt perspektiv. Glidning i sprickplan samt i kontaktyta där kohesion inte verkar kan betraktas som ett parallellsystem. Brottvärdet kommer här att bestämmas av medelvärdet på våra komponenter i systemet ( $m$ ). I de fall kohesion medverkar i brottplanet, t.ex. i en kontaktyta mellan betong och berg eller i en bergmassa, förändras systemet från att fungera som ett medelvärdesbildande parallellsystem till att fungera som ett sprött parallellsystem. Här utgörs inte brottvärdet längre av systemets medelvärde. Istället blir brottvärdet lägre. Hur lågt beror bl.a. på antalet komponenter i systemet, deras korrelation och spridningen på komponenternas hållfasthet. Beräkningarna som utförts, och som redovisas i Tabell 2.11 och Tabell 2.12, är utförda med antagandet att processen vid brott kan betraktas som ett parallellsystem. Bästa approximation mot här utförda beräkningar, i de fall systemet borde betraktas som ett sprött parallellsystem, är sannolikt att anta att det består av en komponent ( $m=1$ ).

Tabell 2.11: Delsäkerhetsfaktorer för glidmotståndet med karaktäristiskt värde motsvarande troligt värde (medelvärde).

Konsekvens	Omfattning på undersökning	Spridning på hållfasthet	Typ av brott	Säkerhetsfaktor
Mindre konsekvens Beta= 3,7	Liten undersökning n=1	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=1,9$
			Långt brott m=3	$F_s=1,6$
	Stor undersökning n=5	Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=17,2$
			Långt brott m=3	$F_s=4,3$
		Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=1,6$
			Långt brott m=3	$F_s=1,3$
Större konsekvens Beta=4,3	Liten undersökning n=1	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=2,2$
			Långt brott m=3	$F_s=1,8$
	Stor undersökning n=5	Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=\text{ej möjligt}$
			Långt brott m=3	$F_s=9,4$
		Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=1,7$
			Långt brott m=3	$F_s=1,4$
Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=6,6$		
	Långt brott m=3	$F_s=2,3$		

Tabell 2.12: Delsäkerhetsfaktorer för glidmotståndet med karaktäristiskt värde motsvarande halva medelvärdet.

Konsekvens	Omfattning på undersökning	Spridning på hållfasthet	Typ av brott	Säkerhetsfaktor
Mindre konsekvens Beta= 3,7	Liten undersökning n=1	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=0,9$
			Långt brott m=3	$F_s=0,8$
		Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=8,6$
			Långt brott m=3	$F_s=2,2$
	Stor undersökning n=5	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=0,8$
			Långt brott m=3	$F_s=0,7$
Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=1,8$		
	Långt brott m=3	$F_s=1,0$		
Större konsekvens Beta=4,3	Liten undersökning n=1	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=1,1$
			Långt brott m=3	$F_s=0,9$
		Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=ej\ möjligt$
	Stor undersökning n=5	Liten spridning cov=0,1	Lokalt brott m=1	$F_s=0,9$
			Långt brott m=3	$F_s=0,7$
		Stor spridning cov=0,2	Lokalt brott m=1	$F_s=3,3$
Långt brott m=3	$F_s=1,2$			

Det bör observeras att ovanstående delsäkerhetsfaktorer i första hand är avsedda att på ett principiellt sätt studera inverkan av de viktigaste faktorerna avseende säkerheten mot glidbrott, och bör inte tillämpas rakt av. I första hand är de tänkta att utgöra en grund för bedömningen av vilka säkerhetsfaktorer som kan accepteras under olika typer av förhållanden. Vidare bör det beaktas att lastens variation inte medtagits i beräkningen, men den osäkerhet som lastens variation bidrar med bedöms vanligtvis som förhållandevis liten i förhållande till de osäkerheter som råder avseende bärförmågan i berggrunden.

Några intressanta iakttagelser kan göras om resultaten i tabellerna ovan studeras. För det första kan det ses att det finns ett fall där den totala osäkerheten är så stor att det inte är möjligt att uppfylla det grundläggande kravet på säkerhetsnivå. Det är kopplat till liten undersökning, stor spridning och lokalt brott. Exempel på ett sådant fall är exempelvis vidhäftningsbrott med kohesion medräknad baserad på empiri. I dessa fall måste man i första hand ändra undersökningsstrategin och, om möjligt, även typ av konstruktion, så att bärigheten styrs av medelvärdet över en större yta, d.v.s. ett långt brott.

Vidare ser vi i Tabell 2.11 att säkerhetsfaktorn varierar mycket från 1,3 upp till 17,2. Det betyder att enhetliga säkerhetsfaktorer inte ger enhetliga säkerhetsnivåer, eftersom faktorer som konsekvenser vid brott och undersökningens omfattning påverkar säkerhetsnivån. Dessutom är lokala brott alltid mer ogynnsamt än långa medelvärdesbildande brott. Det betyder att vi bör undvika konstruktioner där lokala brott är möjliga och i stället utforma vår dammgrundläggning så att den påverkar en större yta. Denna fråga är kopplad till egenskapens variation i rummet och utgör en av de mest fundamentala frågeställningarna inom geotekniken. Vi ser också att variationskoefficienten har ett stort inflytande. Det är tyvärr en faktor som vi inte känner till så bra och där vi behöver mer forskning.

Om vi väljer att utföra beräkningen med ett glidmotstånd som ligger på säkra sidan, såsom Tabell 2.12 visar, ger dessa väsentligt lägre säkerhetsfaktorer. I vissa fall är tillåten delsäkerhetsfaktor under 1, vilket innebär att vi uppfyller ställda säkerhetskrav då parametern uppskattas konservativt trots en beräknad delsäkerhetsfaktor under 1.

### **Val av säkerhetsfaktorer**

Val av säkerhetsfaktor ska göras med hänsyn till dammens konsekvensklass, aktuell brottyta och brottkriterium samt omfattningen av utförda undersökningar i relation till variationer i berggrundens förhållanden.

De lägsta rekommenderade säkerhetsfaktorerna som föreslås här är dels baserade på beräkningar redovisade ovan och dels på studier av tillåtna säkerhetsfaktorer i riktlinjer från andra länder.

Beräkningar av säkerheten mot brott av typ A1, glidning i kontaktyta utan kohesion, och B, glidning i sprickplan, sker med en förhållandevis konservativ metodik och avser väl kända eller konservativt antagna brottytor. Brottet är av typen medelvärdesbildande process, och friktionsvinkeln kan, om hänsyn tagits till skala, betraktas som en variabel med relativt liten spridning. Om resultaten i Tabell 2.11 och Tabell 2.12 studeras kan det ses att delsäkerhetsfaktorn för glidmotståndet ligger inom intervallet 0,7 till 1,6 för konsekvensklass 1B och 2. Skillnaderna visar tydligt hur val av karaktäristiskt värde och konsekvens vid brott påverkar tillåten säkerhetsfaktor. Rekommenderade säkerhetsfaktorer i andra länder för dessa typer av glidbrott ligger på 1,5.

Då horisontella sprickplan är vanligt förekommande i svenska bergmassor är det mycket viktigt att inte bara kunna verifiera att flacka sprickplan existerar, utan också kunna bedöma sannolikheten för att dessa är genomgående under dammen. I många fall finns inga klara uppgifter på om så är fallet. Det är därför nödvändigt att genom fältundersökningar, t.ex. i form av sprickartering och analys av sprickvidder, bilda sig en uppfattning om sprickornas längd och därefter bedöma sannolikheten för att genomgående sprickplan existerar under dammen. Om det kan betraktas som troligt att identifierade flacka sprickplan inte är genomgående, men att fallet inte kan uteslutas, kan detta betraktas som ett karaktäristiskt värde på hållfastheten har valts på ett konservativt sätt. Detta skulle därför kunna motivera lägre rekommenderade säkerhetsfaktorer såsom beräkningsresultaten i Tabell 2.12 indikerar. Vi anser därför att ett spann på tillåten säkerhetsfaktor mellan 1,1-1,5 bör kunna användas vid glidning längs flacka sprickplan för att ta hänsyn till detta. Det högre värdet används om det bedöms som sannolikt att ett genomgående sprickplan finns under dammen. Om förekomsten av genomgående sprickplan efter undersökningar däremot bedöms som (mycket) osannolika, men inte kan uteslutas, kan värden i den lägre delen av det angivna intervallet på säkerhetsfaktor användas. För att kunna utnyttja denna variation i säkerhetsfaktorer bör fältundersökningar vara utförda av geologisk expertis och resultaten av sådan kvalitet att en bedömning av spricklängder låter sig genomföras.

För glidning i kontaktyta, brotttyp A1, rekommenderas en säkerhetsfaktor på 1,5 då glidplanet är genomgående.

Beräkningar av säkerheten mot brott av typ A2 och C kräver högre säkerhetsfaktorer, då bärförmågan till viss del bygger på kohesion som har en stor spridning, samt det faktum att brottet kan förväntas uppvisa ett sprött progressivt beteende. Vid jämförelse med resultat från utförda beräkningar i Tabell 2.11 och Tabell 2.12 bör det observeras att dessa inte beaktar inverkan av spröda brott i medelvärdesbildande process (glidning), vilket troligtvis är det system som bäst beskriver denna typ av brott. Bästa approximationen ger sannolikt en jämförelse med lokalt brott ( $m=1$ ).

För brott av typ A2, då kohesion medräknas i kontaktytan, visar därmed utförda beräkningar i Tabell 2.11 och Tabell 2.12 i princip att det inte är möjligt att uppnå acceptabel säkerhet med endast mindre undersökningar utförda, även om karaktäristiskt värde väljs på ett konservativt sätt. Om en stor undersökning utförs och karaktäristiskt värde väljs på ett konservativt sätt visar beräkningsresultaten på en delsäkerhetsfaktor på 1,8 för dammar med mindre konsekvens vid brott (konsekvensklass 2) och en delsäkerhetsfaktor på 3,3 för dammar med större konsekvens vid brott (konsekvensklass 1B). Med hänsyn till att skjuvhållfastheten för detta fall även innehåller en friktionskomponent, vars värde har mindre spridning jämfört med kohesionskomponenten, kan dessa delsäkerhetsfaktorer egentligen tänkas vara något lägre. Resultaten ligger i linje med övriga länders riktlinjer, där tillåten säkerhetsfaktor varierar mellan 2 och 3 beroende på kvalitén på utförda undersökningar. Då vi föreslår att man ska välja kohesionens värde på ett konservativt sätt baserat på större provserier skulle en säkerhetsfaktor på 3 kunna användas. Eftersom vi dessutom föreslår att skjuvhållfastheten beräknas konservativt, anser vi att en säkerhetsfaktor på 2,0 bör kunna användas för dammar i konsekvensklass 1B vid beräkning av glidsäkerheten i kontaktytan då kohesion medräknas. För dammar i konsekvensklass 1A anser vi i dagsläget att osäkerheten kring metodiken är för stor för att man ska kunna använda sig av den. För att uppnå rimliga säkerhetskrav indikerar beräkning med ovanstående metodik dessutom på höga säkerhetsfaktorer om  $\beta > 4.3$ . Fortsatt forskning anser vi krävs inom detta område innan metodiken kan utnyttjas för dammar i konsekvensklass 1A.

För brotttyp C, bergmassa, har hållfastheten en relativt stor spridning ( $cov=0,2$ ) och brottet kan i vissa fall betraktas som sprött och i andra fall som plastiskt beroende på bergmassans kvalitet. Brottet kan således i vissa fall betraktas som ett sprött parallellsystem, vilket inte studerats i ovanstående beräkningar, och i vissa fall som ett rent parallellsystem (medelvärdesbildande). Vidare är oklart vilken värde på  $n$  som ska tillräknas de empiriska metoder som används för att uppskatta bergmassans hållfasthet. Beräkningsresultat i Tabell 2.11 och Tabell 2.12 gav delsäkerhetsfaktorer på 1,6 och uppåt beroende på konsekvens ( $\beta$ ) och undersökningens storlek ( $n$ ) då karaktäristiskt värde valts konservativt. Med ledning av tillåtna säkerhetsfaktorer i andra länder för denna brotttyp, samt det faktum att karaktäristiskt värde på hållfastheten bestäms på ett konservativt sätt, gör att vi anser att en tillåten säkerhetsfaktor på 3 bör kunna användas för denna brotttyp vid normala lastfall.

I **Tabell 2.13** nedan anges lägsta rekommenderade nominella säkerhetsfaktorer för olika lastfall och typer av stabilitetsbrott för dammar i konsekvensklass 1 och 2.

Tabell 2.13: Lägsta rekommenderade säkerhetsfaktorer för olika typer av glidbrott

Typ av glidbrott	Lastfall		
	Normalt	Exceptionellt	Olycks-
A1. Kontaktyta berg-betong, utan vidhäftning	1,5	1,3	1,1
A2. Kontaktyta berg-betong, med vidhäftning <sup>*)</sup>	2	1,5	1,1
B. Sprickplan i berg	1,5-1,1	1,3-1,05	1,1-1,0
C. Bergmassa	3	2	1,3

<sup>\*)</sup> Typ A2 rekommenderas att inte användas för dammar av konsekvensklass 1A.

Tabellens säkerhetsfaktorer gäller för dammar i både konsekvensklass 1 och 2, men högre krav ställs på verifiering och undersökning av berggrunden för klass 1-dammar än för klass 2-dammar.

Föreslagna säkerhetsfaktorer tillämpas under förutsättning att i analysen ingående laster och materialparametrar bestämts relativt konservativt försåvitt inte utförda undersökningar eller andra omständigheter visar att något annat är lämpligare.

## 3 BROTTKRITERIER OCH SKJUVHÅLLFASTHET

### 3.1 Inledning

I det följande presenteras tillgängliga metoder och nuvarande praxis för att bestämma hållfastheten för brott i kontaktytan mellan betong och berg, brott längs genomgående sprickplan, samt brott i bergmassan. Genomgången är i stora drag en sammanfattning av omfattande litteraturstudier utförda av Johansson (2005), Ruggeri (2004a), CEATI (1998), och EPRI (1992).

### 3.2 Skjuvhållfasthet i kontaktytan mellan betong och berg

Skjuvhållfastheten för kontaktytan mellan betong och berg har bland annat studerats av Lo och Gras (1994), EPRI (1992), Lo m.fl. (1991a och 1991b) Lo m fl. (1990) bland flera andra. Gemensamt för dessa forskare är att de anser att kontaktytan kan ha en relativt hög kohesion och draghållfasthet om vidhäftningen är obruten.

För en kontaktyta med kohesion (vidhäftning) sker brottet som ett sprött brott, utan någon glidning (relativ rörelse) i själva brottytan. Fram till brottögonblicket kan skjuvhållfastheten beskrivas med Mohr-Coulombs brottkriterium i form av en kohesion,  $c$ , och en inre friktionsvinkel,  $\phi_i$ .

Om vidhäftning aldrig funnits, eller förlorats genom att den initiala skjuvhållfastheten överskridits, kan hållfastheten beskrivas i form av en total friktionsvinkel som består av summan av två komponenter, en dilatationskorrigerad (bas) friktionsvinkel,  $\phi_b$ , och en dilatationsvinkel,  $i$ , kopplad till lutningen på större bergklackar i kontaktytan.

Brott kan således inträffa vid olika grader av deformation dels **utan** några relativa rörelser några i kontaktytan om kohesion existerar, och dels **med** relativa rörelser i storleksordningen från några millimeter upp till några centimeter om kohesion inte existerar. Det betyder att kohesion inte bör medräknas samtidigt som hela friktionsvinkeln för den brutna kontaktytan medräknas.

Skjuvhållfastheten för kontaktytan mellan betong och berg kan därför indelas i två separata fall; då vidhäftning existerar och kohesion medräknas samt då kontaktytan är bruten och ingen kohesion medräknas.

#### **Kontaktyta med kohesion**

Skjuvkraften,  $T$ , för en kontaktyta där vidhäftning existerar kan beskrivas med nedanstående ekvation, baserad på Mohr-Coulombs brottkriterium.

$$T = c \cdot A_c + N' \cdot \tan \phi_i \quad (3.1)$$

Där:

$c$ =	Kohesion
$A_c$ =	Tryckt kontaktyta mellan betong och berg.
$N'$ =	Summan av normalkrafter reducerad med hänsyn till upptryck.
$\phi_i$ =	Inre friktionsvinkel för vidhäftning.

Ovanstående ekvation förutsätter emellertid att vidhäftning existerar över hela kontaktytan. Om vidhäftning endast existerar över delar av kontaktytan föreslår exempelvis CEATI (1998) att följande ekvation används:

$$T = c \cdot A_c \cdot R + N' \cdot R \cdot \tan \phi_i + N' \cdot (1 - R) \cdot \tan \phi_b \quad (3.2)$$

Där  $R$  är en reduktionsfaktor som varierar mellan 0 och 1 beroende på hur stor del av ytan som har en intakt kontaktyta, och  $\phi_b$  är en dilatationskorrigerad (bas) friktionsvinkel för kontaktytan.

Såsom våra tidigare resonemang beskrev sker det intakta brottet utan någon relativ rörelse i kontaktytan. Det är möjligt att en viss, begränsad friktion samtidigt kan mobiliseras i den brutna kontaktytan, men det beror bland annat på ytornas relativa skjuvstyvhet. Inga studier har dock påträffats som visar vilken friktion som eventuellt kan mobiliseras. Att samtidigt tillgodoräkna sig något bidrag från en dilatationsvinkel,  $i$ , är uteslutet då detta bidrag kräver glidning på de små oregelbundheterna i kontaktytan.

### Bestämning av kohesionsvärde

Lo m.fl. (1991a) särskiljer mellan tre typer av hållfasthet för kontaktytan mellan betong och berg beroende på graden av vidhäftning vid prov tagna från borrhärnor:

- Obruten vidhäftning. Kontaktytan mellan betong och berg är intakt när borrhärnan tas upp.
- Svagt bruten vidhäftning. Kontaktytan mellan betong och berg är bruten när borrhärnan tas upp, men brottytan är färsk och passningen mellan ytorna bra. Ibland är små bitar av betong fästa vid bergytan eller vice versa. Eller, även om kontaktytan är intakt när den tas upp, bryts den sönder när den ska prepareras för provning.
- Bruten vidhäftning. Kontaktytan mellan betong och berg är bruten när den tas upp, ofta i flera bitar. Ingen färsk brottyta kan lokaliseras. Bergytan kan vara vittrad och ofta täckt av exempelvis kalkavlagringar.

I syfte att bedöma kontaktytans hållfasthet när vidhäftning existerar föreslår de en metodik baserad på olika typer av laboratorieförsök får att få en komplett brottenvelop.

Försöken inkluderar direkta dragförsök, samt enaxiella och triaxiella försök. Metoder för provning av intakta och brutna kontaktytor har beskrivits i detalj av Lo m.fl. (1991b).

I sin rapport framhåller Lo m.fl. (1991a) en viktig observation avseende sambandet mellan draghållfasthet och kohesion. Baserat på ett antal enaxiella och triaxiella försök erhöles en kohesion,  $c$ , på i genomsnitt 2,2 MPa. Samtidigt erhöles en draghållfasthet,  $\sigma_t$ , på i genomsnitt 1,08 MPa, vilket är nära hälften av den fastställda kohesionen med enaxiella och triaxiella försök. Resultaten överensstämmer med Griffiths brottkriterium för spröda material som säger att draghållfastheten är hälften av kohesionen vid låga normalspänningar,  $\sigma_n$ .

På grund av att vidhäftningen varit låg för de kontaktytor som är brutna på grund av borrning menar Lo m.fl. (1991a) att den minsta uppmätta draghållfastheten i laborieförsöken ska användas som dimensioneringsvärde för kontaktytan.

Hur stor del av kontaktytan som bedöms ha vidhäftning uppskattas efter hur stor del av proverna från kontaktytan som var brutna respektive intakta. I sammanhanget kan nämnas att av totalt 79 borrhål från ett antal dammar rapporterade Lo och Gras (1994) 37 brutna och 42 intakta prover från kontaktytan, vilket motsvarar en vidhäftning i 53% av fallen.

För att fastställa kvalitén på vidhäftningen mellan damm och berggrund, samt utbredning av eventuella zoner där vidhäftning inte existerar, krävs enligt Lo m.fl. (1991a) 5 till 15 borrhål per damm.

I **Tabell 3.1** nedan framgår antal borrhål, hur stor del av kontaktytan som bedömts ha vidhäftning, draghållfasthet, kohesion och inre friktionsvinkel för ett antal undersökta dammar (Lo m.fl. 1991a). Det kan observeras i tabellen att vald friktionsvinkel i flera fall utgörs av den dilatationskorrigerade friktionsvinkeln,  $\phi_b$ . Detta val av friktionsvinkel beror på att de räknar med ett friktionsmotstånd över hela kontaktytan, samtidigt som de tillgodoräknar sig en kohesion på delar av kontaktytan. Att använda sig av en inre friktionsvinkel,  $\phi_i$ , medför en risk att överskatta hållfastheten.

Tabell 3.1: Bedömd dimensionerande hållfasthet i kontaktytan mellan betong och berg för ett antal dammar baserat på provning (Lo m.fl. 1991a).

Damm	Berggrund	Antal borrhål	Intakt kontaktyta (%)	$\sigma_t$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\phi$ (o)
Barrett Chute	Kalksten +gnejs	29+17	40%	0,25	0,5	45
Stewartville	Kalksten+eroderbar glimmer	Framgår ej	50%	0,28	0,55	35
Mountain Chute	Kalksten+glimmer-zoner	6	60%	0,35	0,7	35
Calabogie G.S.	Kalksten +gnejs	Begränsad	Framgår ej	0,07	0,14	35

Vid utvärdering av genomförda provningar av intakta kontaktytor kunde enligt Lo m.fl. (1991a) ingen signifikant skillnad i hållfastheten ses mellan olika bergarter. De skriver också att om inte kohesion togs med i beräkningarna för de undersökta dammarna, resulterade detta i en säkerhetsfaktor under 1,0.



Eftersom samtliga dammar fungerar tillfredställande, menar de att uteslutandet av denna kohesion i allmänhet är alltför konservativt.

Uppdelningen som Lo m.fl. gör av kontakterna i tre olika typer är intressant därför att den pekar på möjligheten att brotthållfastheten i vissa partier skulle kunna tecknas med Mohr-Coloumbs formulering med  $c=0$  och  $\phi = \phi_i$ , d.v.s. den högre (inre) friktionsvinkeln trots att kohesion numera saknas, men passningen mellan de två ytorna fortfarande är "perfekt". Resonemanget är i princip sunt, men man hamnar lätt i svårigheter med bevisföringen. Varför fanns ingen kohesion? Fanns en tunn film av vittrat material, lera eller liknande som kanske spolats bort vid borrningen? I så fall hade man troligen den lägre skjuvstyvhet som leder till att ingen väsentlig skjuvhållfasthet kan mobiliseras utan glidning i dessa partier.

En sammanställning av utförda undersökningar av EPRI (1992) visar på liknande resultat beträffande andelen borrhål med intakt kontaktyta. Kontaktytan mellan betong och berg befanns vara intakt i 46 av totalt 74 borrhål från ett flertal dammar medan den i 29 fall var bruten. Det motsvarar en vidhäftning i 62% av fallen. En väsentlig draghållfasthet rapporterades för de intakta proven på i medeltal 0,8 MPa. Försöken visar också på en betydande kohesion som i medeltal uppgick till mellan 0,1 och 1,9 MPa beroende på bergart, och en inre friktionsvinkel på i medeltal 54-68° beroende på bergart i kontaktytan. Huruvida det existerar en skillnad i kohesion mellan bergarterna, eller om skillnaderna i EPRI's rapport beror på vidhäftningens kvalitet mellan olika dammar, framgår inte i rapporten. Resultaten från EPRI (1992) presenteras i **Tabellen 3.2** nedan.

Tabell 3.2: Sammanfattning av maximal skjuvhållfasthet från test på berg/betongkontakten enligt EPRI (1992).

Bergart	Antal skjuvförsök	Antal dragförsök	Bästa passning		Lägsta gränslinje	
			c (MPa)	$\phi_i$ (grader)	c (MPa)	$\phi_i$ (grader)
Granit	6	11	1,26	54	0,66	53
Granit-gnejs	4	6	1,30	57	0,48	57
Kalksten/dolomit	9	0	1,92	68	1,14	68
Phyllit	3	1	1,65	62	0,48	62
Sandsten	15	5	1,79	65	0,34	65
Skiffer	9	0	0,12	60	0	48

Trots de relativt höga värdena på kohesion och inre friktionsvinkel vid en intakt kontaktyta finns det flera faktorer som gör att hållfastheten är förknippad med osäkerheter. För det första är både hållfastheten och vidhäftningsarean som regel uppskattad från ett fåtal prov. Dessutom kan hållfastheten variera från monolit till monolit beroende på hur väl bergytan rengjordes innan gjutning samt vilken bergkvalité som lokalt finns under monoliten. Detta innebär att metodiken med att överföra hållfasthet från en provad monolit till närliggande monoliter är tveksam. Kohesionen kan också förloras i framtiden genom kemiska eller fysikaliska processer. Vidare är vidhäftningsbrottet till sin natur sprött. Detta innebär att en lokal överbelastning där hållfastheten är låg kan initiera ett progressivt brott, eftersom bärförmågan kan minska kraftigt när vidhäftningen en gång är

bruten och därmed överföra laster till närliggande områden. Det är således inte medelvärdet av påkänningen, utan ett lägre, inte definierat värde, som bestämmer när det progressiva brottet initieras.

Hur man hanterar dessa osäkerheter vid dimensionering skiljer sig mellan olika länder. I Sverige rekommenderas för närvarande en metodik där kohesion inte medräknas alls. I Kanada (CDA 2002) får kohesion tillgodoräknas, men den har begränsats till 0,1 MPa över den tryckta kontaktarean och måste vara verifierad genom provning. Dessutom ska den totala säkerhetsfaktorn överskrida 2 för ett normalt lastfall. Metodiken som Lo m.fl. (1991) beskriver använder ett lägsta värde från provning på kohesionen, en reducerad tryckt kontaktyta där kohesion får medräknas samt en total säkerhetsfaktor på 2 för ett normalt lastfall. I riktlinjer från vissa andra länder där kohesion får medräknas används istället partialkoefficienter. Ett exempel är Spanien som använder en partialkoefficient på 5 för kohesionen och 1,5 på den inre friktionsvinkeln.

Gemensamt för dessa betraktelsesätt är att de generellt resulterar i en kohesion över den tryckta ytan på någon, eller några tiondels MPa som dimensionerande värde. Betraktelsesätten enligt ovan har även flera gemensamma svagheter. För det första beskriver de inte hur osäkerheterna förändras med antalet utförda prov. För det andra finns inga rekommendationer om att samtliga monoliter bör undersökas. Hur dimensionerande värde på kohesionen ska väljas med hänsyn till det mekaniska systemets natur behandlas inte.

Det är naturligtvis önskvärt att ovanstående frågeställningar kan behandlas på ett konsekvent sätt. Detta kräver emellertid vidare forskning inom området samt att sanolikhetsbaserade dimensioneringsmetoder används, där antal prov, det mekaniska systemet och parametrarnas variation beaktas. En sådan studie ligger emellertid inte inom ramen för detta projekt.

För närvarande skulle ett möjligt alternativ vara att använda en metodik där tillgänglig skjuvkraft beräknas med ekvation 3.1, utan något bidrag från den brutna kontaktytan.

Kohesionen vid brott bestäms av medelvärdet från intakta prov reducerad med en faktor på förslagsvis ca 2,5 som tar hänsyn till det spröda brottets egenskaper och den möjliga spridningen i kohesion. Antalet prover bör väljas så att en rimlig bedömning av kohesionens variation och den intakta kontaktytans area kan uppskattas. Till följd av möjliga variationer i vidhäftning mellan monoliterna bör ett antal prover utföras i varje monolit.

En total säkerhetsfaktor, d.v.s. kvot mellan tillåten medelskjuvspänning och beräknad brottskjuvspänning, av samma storleksordning som CDA (2002) använder sig av rekommenderas. Detta innebär en total säkerhetsfaktor på 2 för normalt lastfall; 1,5 för exceptionellt lastfall, och 1,1 för olycklastfall.

### **Kontaktyta utan kohesion**

För en bruten kontaktyta kan skjuvkraften,  $T$ , beskrivas med följande ekvation.

$$T = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (3.3)$$

Där:

$\phi_b$  = Dilatationskorrigerad (bas) friktionsvinkel för kontaktyta betong-berg.  
 $i$  = Dilatationsvinkel för kontaktytans råhet.

Enligt utförda undersökningar av Lo m.fl. (1991) ligger friktionsvinkelns basvärde i intervallet 30-39°. I undersökningarna framkom inte någon skillnad för  $\phi_b$  mellan olika bergarter.

EPRI (1992) har sammanfattat testresultat på residualhållfastheten (hållfastheten vid större deformationer) vid bergkontakten. Resultaten presenteras i **Tabell 3.3** nedan. Enligt tabellen framgår att en bästa anpassning till försöksvärdena ger en friktionsvinkel på 34-39° (skiffer undantaget). I tabellen anges även en "skenbar" kohesion eftersom testdata har anpassats till en rät linje, (vilket är en förenkling i förhållande till en krökt brottenvelop). I CEATI:s studie anges att den "skenbara" kohesionen inte ska användas vid normalspänningar som understiger 0,17 MPa.

Tabell 3.3 Sammanfattning av värden på skenbar kohesion och residuala friktionsvinkeln för kontaktytan betong-berg enligt EPRI (1992).

Bergart	Antal test	Bästa passning		Lägsta gränslinje	
		Skenbar kohesion (MPa)	$\phi_{res}$ (°)	Skenbar kohesion (MPa)	$\phi_{res}$ (°)
Granit	6	0,076	35	0	32
Granit-gnejs	4	0,028	34	0	31
Kalksten/dolomit	12	0,117	37	0	23
Phyllit	5	0	35	0	-
Sandsten	46	0,173	39	0	27
Skiffer	13	0	29	0	13
Siltsten	13	0,103	34	0	22

Dilatationsvinkeln för kontaktytans råhet kräver att kunskap finns om bergytans utseende under dammen. Enligt Lo m.fl. (1991) kan lutningsvinklar från större bergklackar tas fram baserat på berguppmätningar vid byggnadstiden.

För att lutningen på en bergklack ska kunna tillgodoräknas krävs att den har en storlek som inte möjliggör skjuvning genom bergklacken eller ovanliggande betong. Detta innebär samtidigt att storleken på de klackar som krävs är kopplad till aktuell belastning (dammens höjd). För normala svenska lamelldammar med en höjd på ca 10-30 m bedöms att bergklacken bör ha en minsta längd på ca 5 % av dammhöjden. För gravitationsdammar kan klackens längd vara mindre förutsatt att den har stor utbredning i sidled.

Enligt CEATI (1998) bör det finnas ett klart samband mellan valet av säkerhetsfaktorer och bestämmandet av hållfasthetsparametrar med ledning av testresultaten. Om lägsta värden från försök används kan man förvänta sig att kravet på säkerhetsfaktor är lägre jämfört med om medelvärden används.

### 3.3 Skjuvhållfasthet längs genomgående befintliga sprickplan

#### 3.3.1 Allmänt

Vid bestämning av skjuvhållfasthet i befintliga sprickplan finns det två spricktyper som måste särskiljas, ofyllda och fyllda sprickor.

Nedan följer en genomgång av existerande brottkriterier för att uppskatta ofyllda sprickors skjuvhållfasthet. En diskussion förs även kring hur skalan påverkar skjuvhållfastheten. Slutligen beskrivs hur skjuvhållfastheten för fyllda sprickor kan uppskattas.

#### 3.3.2 Brottkriterier för ofyllda sprickor

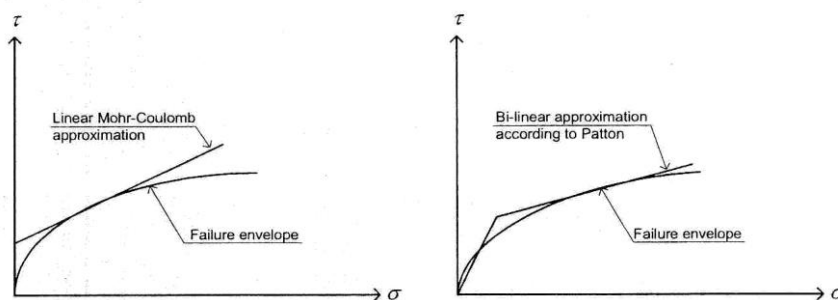
Nedan följer en genomgång av olika brottkriterier för ofyllda sprickor.

##### **Mohr-Coulomb**

För råa ofyllda sprickor uttrycktes skjuvhållfastheten fram till och med 1950-talet vanligtvis med den linjära Mohr-Coulomb kriteriet. Vid dimensionering av berggrundläggningen för bl.a. dammar antogs höga värden på kohesion baserat på tester av intakt berg, se bl.a. Cornish m.fl. (1991, 1994). På senare delen av 1950-talet dokumenterades emellertid att brottenvelopen var krökt och därmed att konceptet med kohesion i sprickor är tveksamt.

##### **Patton**

Ett viktigt bidrag till förståelsen av råa ofyllda sprickors skjuvhållfasthet var Pattons (1966) arbete. Han utvecklade experimentellt ett bi-linjärt brottkriterium som en approximation till den krökta brottenvelopen, baserat på sågtandade konstgjorda sprickytor, se **Figur 3.1**.



Figur 3.1: Jämförelse mellan det linjära brottkriteriet enligt Mohr-Coulomb och det bi-linjära kriteriet föreslaget av Patton

Under låga effektiva normalspänningar uttrycks Pattons föreslagna kriterium enligt nedanstående ekvation:

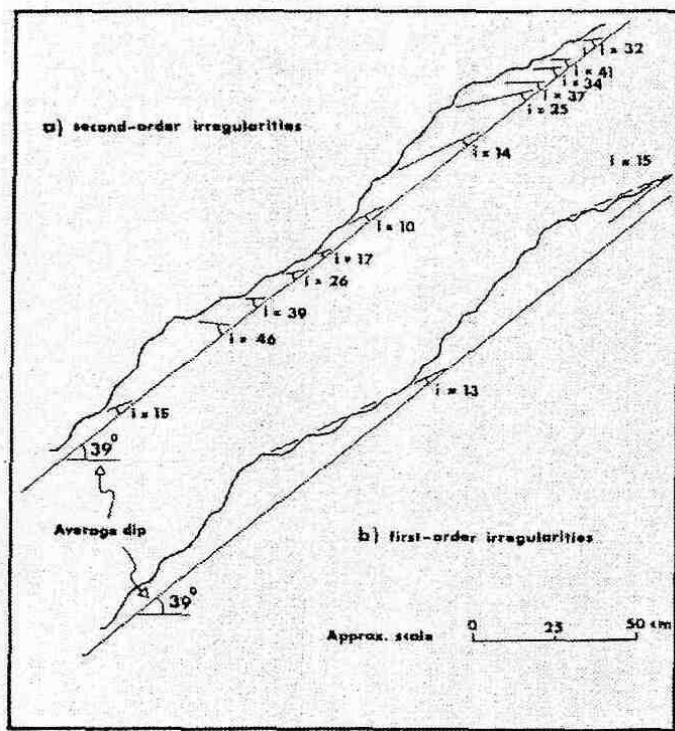
$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_u + i) \quad (3.4)$$

Där  $\phi_u$  är friktionsvinkeln för två horisontella block längs en relativt plan yta, och  $i$  är vinkeln på ojämnheter i sprickan (klackarna) i förhållande till sprickplanets lutning. Vid en viss grad av normalspänning försvinner denna effekt till följd av glidning över klackarna, krossning av klackarna, eller genom en kombination av dessa. När detta inträffar reduceras ovanstående ekvation till:

$$\tau_f = c + \sigma'_n \cdot \tan(\phi_r) \quad (3.5)$$

Enligt Patton är  $c$  tillskottscohesion som mobiliseras när tänderna skjivas av vid basen och  $\phi_r$  det residuala skjuvmotståndet av ett initiiellt intakt material.

Vid diskussioner av sprickans råhet är det vanligt att det uttrycks i första och andra ordningens råhet, se **Figur 3.2**.



Figur 3.2: Beskrivning av första och andra ordningens oregelbundheter, eller råhet, för ett sprickplan. (Patton 1966 från Barton 1973).

Första ordningens råhet kan uttryckas i decimeter- till meterskala, medan andra ordningens råhet kan uttryckas i millimeter- till centimeterskala, enligt Figur 3.2 ovan. En exakt gräns mellan begreppen första och andra ordningens råhet är inte definierad. Som Figur 3.2 visar är lutningen på första ordningens råhet lägre än för andra ordningens råhet.

ISRM (1977) använder två termer för att karaktärisera en sprickas råhet. Den ena termen är sprickans "vågighet", en storskalig ondulation vilken orsakar dilatation vid skjuvning eftersom råhetsklackarna är för stora för att skjuvas av. Den andra termen är "ojämnhet", vilket är en småskalig råhet som tenderar att skadas vid skjuvdeformationer såvida inte sprickväggarnas hållfasthet är så stor och/eller spänningsnivåerna är så låga att dilatation inträffar. Som ovanstående resonemang beskriver, kompliceras gränsdragningen mellan första och andra ordningens råhet av normalspänningens storlek i kombination med sprickytans hållfasthet.

Teoretiskt är det möjligt att grovt beräkna kring vilken skala denna övergång inträffar, eftersom normalspänningen under svenska kraftverksdammar är ganska väldefinierad och sällan överstiger 1,5 MPa.

### Ladanyi och Archambult

Efter experimentella och teoretiska studier av övergången från ett dilatationsbeteende till skjuvning genom klackarna i en spricka, presenterade Ladanyi och Archambult (1970) ett brottkriterium för råa ofyllda sprickor. Uttrycket är uppbyggt av en basfriktion, egenskaper för klackarna i sprickan, och styrkan på det intakta berget. Ekvationen har följande form:

$$\tau_f = \frac{\sigma'_n(1 - A_s)(\nu + \tan \phi_u) + 0,232 \cdot A_s \sigma_{ci} \left(1 + 10 \frac{\sigma'_n}{\sigma_{ci}}\right)^{1/2}}{1 - (1 - A_s) \cdot \nu \cdot \tan \phi_u} \quad (3.6)$$

Där:

- $\tau_f$  = Maximal skjuvhållfasthet
- $\sigma'_n$  = Effektiv normalspänning på sprickplanet
- $\sigma_{ci}$  = Enaxiell tryckhållfasthet för det intakta berget
- $\phi_u$  = Friktionsvinkeln för glidning längs kontaktpunkterna på sprickans klackar
- $A_s$  = Areaförhållande mellan avskjuvade bergklackar och den totala arean
- $\nu$  = Dilatationsförhållande

För att kunna använda ekvationen krävs bl.a. att dilatations- och areaförhållanden bestäms, vilka i praktiska sammanhang är svåra (omöjliga) att bestämma. Ladanyi och Archambult utvecklade därför empiriskt baserade formler för att uppskatta dessa värden. De var emellertid baserade på ett begränsat provprogram, och ekvationen fick inte någon bred acceptans.

## Barton

En vidareutveckling av Patton (1966), samt Ladanyi och Archambaults (1970) arbete, presenterades av Barton (1973). Han presenterade ett empiriskt brottkriterium med krökt brottenvelop baserat på omfattande provningar. Det tog hänsyn till sprickans råhet samt sprickykans tryckhållfasthet och uttrycktes enligt följande:

$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_b \right] \quad (3.7)$$

Där:

$\tau_f$	= Maximal skjuvhållfasthet
$\sigma'_n$	= Effektiv normalspänning på sprickplanet
$\sigma_{ci}$	= Enaxiell tryckhållfasthet för det intakta berget
JRC	= Sprickans råhetskoefficient (en konstant som varierar mellan 0 och 20)
JCS	= Sprickykans tryckhållfasthet
$\phi_b$	= Friktionsvinkelns "basvärde".

Enligt Barton och Choubey bestäms  $\phi_b$  genom skjuvprov på sågade, ovittrade, och torra sprickytor. Om sprickan är vittrad eller omvandlad och den residuala friktionsvinkeln,  $\phi_r$ , understiger  $\phi_b$  bör  $\phi_r$  användas istället.

## Barton och Choubey

Kriteriet ovan vidareutvecklades av Barton och Choubey (1977). De föreslog att friktionsvinkelns basvärde skulle ersättas med friktionsvinkelns residualvärde, eftersom tunna lager av vittrat material på sprickytorna kunde påverka skjuvningen. Enligt Barton och Choubey kan friktionsvinkelns basvärde fastställas genom skjuvning av torra ovittrade sågade bergytor, medan friktionsvinkeln för residualhållfastheten kan bestämmas genom skjuvförsök efter att en större deformation ägt rum. De föreslog också ett empiriskt samband för att uppskatta friktionsvinkelns residualvärde, baserat på dess basvärde.

Enligt Barton (1973) är typiska värden på friktionsvinkelns basvärde mellan 25 och 35 ° för en sågad yta. Försök av Hencher och Richards (1989), samt Hencher m.fl. (1993), har visat på praktiska svårigheter att bestämma friktionsvinkelns basvärde. Resultaten har uppvisat en stor variation, där provningar utförda av Hencher visar på en spridning på mellan 12 och 32°. Påverkande faktorer är bl.a. sågbladets egenskaper, pulvriserat berg och annan material som ansamlas på ytorna, samt jämnheten på glidytorerna.

För att uppskatta sprickans råhetskoefficient, *JRC*, föreslår Barton och Choubey (1977) två metoder. Den första metoden använder sig av fördefinierade råhetsprofiler som provet jämförs mot. Denna metod ger en viss osäkerhet eftersom bedömningen är subjektiv. Den andra, och mest tillförlitliga metoden enligt författarna, är att använda sig av ett enkelt

"tilttest" och bestämma  $JRC$  genom bakåträkning. Om denna metod används anger författarna noggrannheten på den totala friktionsvinkeln till  $\pm 2$  grader.

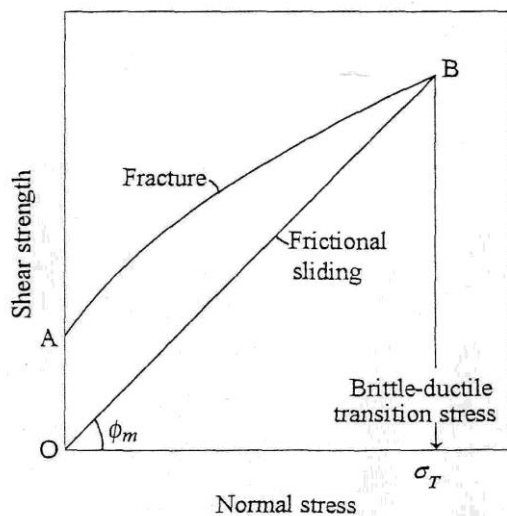
### Papaliangas

Ett annat brottkriterium har föreslagits av Papaliangas m.fl. (1995), delvis baserat på arbete utfört av bl.a. Hencher m.fl. (1993) för råa, ofyllda sprickor. Uttrycket består av en friktionskomponent och en dilatationskomponent enligt:

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan(\phi_m + \psi) \quad (3.8)$$

Friktionskomponenten består av en friktionsvinkel,  $\phi_m$ , vilket författarna anser vara en inneboende egenskap hos det intakta bergmaterialet. Det varierar mellan olika bergarter samt är oberoende av skala. Metodiken bygger på att deformationen mellan kontaktpunkterna i ett sprickplan sker genom mekanisk förskjutning mellan partiklar under högt tryck, s.k. "cataclastic flow".

Bakgrunden är ett samband mellan övergångstrycket från sprött till plastiskt beteende, det s.k. "brittle-ductile transition stress",  $\sigma_T$ , och Fairhursts (1964) krökta brottkriterium för intakt berg, enligt **Figur 3.3** nedan.



Figur 3.3: Bestämning av friktionsvinkeln på intakt bergmaterial,  $\phi_m$  (Efter Papaliangas m.fl. 1995).

Metodiken som beskrivs i Figur 3.3 bygger på att skjuvhållfastheten för det intakta materialet vid övergången mellan sprött och plastiskt beteende,  $\sigma_T$ , är lika med friktionsmotståndet vid sprickytan. Om ekvationerna för de båda linjerna sätts lika varandra kan friktionskoefficienten för bergmaterialet,  $\mu_m$ , och därmed friktionsvinkeln, uppskattas. Om denna metodik tillämpas fås följande uttryck för friktionskoefficienten:

$$\mu_m = \frac{\sqrt{1+n}-1}{n} \sqrt{1+n} \quad (3.9)$$



Där  $n$  är förhållandet mellan tryckhållfastheten,  $\sigma_{ci}$ , och draghållfastheten,  $\sigma_t$ , för det intakta berget. Med detta uttryck tas emellertid ingen hänsyn till att kontaktarean mellan två sprickplan är relativt liten. Prover utförda av Papaliangas visade på en genomsnittlig kontaktarea av omkring 10%. Som en följd av detta föreslog han att övergångstrycket mellan sprött och plastiskt beteende,  $\sigma_T$ , kunde uppskattas till:

$$\sigma_T = \frac{\sigma_{ci}}{10} \quad (3.10)$$

Enligt Papaliangas är detta endast en grov uppskattning, men eventuella fel är av mindre betydelse till följd av den logaritmiska naturen för brottkriteriet. Typiska värden på friktionvinkeln är i medeltal  $39^\circ$ , med lägre vinklar men högre övergångsspänningar för hårda bergarter än för mjuka. Exempel på typiska värden på friktionsvinkeln,  $\phi_m$ , och övergångsspänning,  $\sigma_T$ , redovisas i **Tabell 3.4** nedan.

Tabell 3.4: Typiska värden för friktionsvinkel,  $\phi_m$ , och övergångsspänning,  $\sigma_T$  (Papaliangas 1996).

Bergart	Uppskattad	Övergångsspänning	Förhållande $\sigma_T / \sigma_{ci}$
	$\phi_m$ (°)	$\sigma_T$ (MPa)	
Dolomit	41,5	234	1,3
Kalksten	41,6	138	1,4
Marmor	42,9	64	0,8
Granit	32,0	1243	5,2
Sandsten	34,2	186	3,1

Anm.:  $\sigma_{ci}$  är det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet.

Dilatationskomponenten består av en maximal dilatation vid låga normalspänningar,  $\psi_0$ , som reduceras med ökande normalspänning, upp till den normalspänning som innebär att  $\sigma_T$  uppnås i kontaktytan, d.v.s. när dilatationen blir försumbar. Uttrycket för dilatationskomponenten har följande form:

$$\psi = \psi_0 \frac{\log\left(\frac{\sigma_T}{\sigma_n}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_T}{\sigma_{n0}}\right)} \quad (3.11)$$

Där:

- $\psi_0$  = Dilatationsvinkel vid låga normalspänningar (Maximal vinkel).
- $\sigma_n$  = Normalspänning
- $\sigma_{n0}$  = Lägre gräns för normalspänningarna, vanligtvis antagen till 1 kPa.
- $\sigma_T$  = Övergångsspänning från sprött till segt beteende.

Enligt Papaliangas kan den maximala dilatationskomponenten bestämmas med hjälp av skjuvförsök vid låga normalspänningar, eller genom "tilt" försök. Om värden på sådana försök saknas föreslår Papaliangas följande empiriska uttryck:

$$\psi_0 = \frac{JRC_n + 3,74}{0,36} \quad (3.12)$$

Där  $JRC_n$  är Bartons empiriska råhetskoefficient, korrigerad för skala enligt Barton och Bandis (1982) empiriskt föreslagna uttryck.

### Diskussion

Formen på Pattons kriterium utgör den gemensamma grunden för samtliga brottkriterier, och är i sin enkla form användbar. Svårigheten är att bestämma vilken basfriktion och dilatationsvinkel som ska användas. Ladanyi och Archambult kriterium som beaktar övergången mellan ett dilatationsbeteende och skjuvning av oregelbundheter i sprickytan fick aldrig något genomslag i det praktiska arbetet. Främst på grund av att ingående parametrar är mycket svåra att bestämma. Papaliangas föreslagna kriterium är intressant, men kan inte betraktas som generellt accepterat. Av ovanstående beskrivna brottkriterier är det därför främst Bartons brottkriterium som används praktiskt vid dimensionering för att uppskatta ofyllda sprickors skjuvhållfasthet. När skjuvhållfastheten ska uppskattas med detta brottkriterium är det emellertid vissa faktorer som bör beaktas.

I Bartons brottkriterium indelas den totala friktionsvinkeln i två delar. En del som beror på sprickytans råhet och en del som är oberoende av råhet. Den råhetsberoende delen är beroende av normalspänning och skala. Hur skalan påverkar hållfastheten diskuteras mer utförligt i kapitel 3.3.3 nedan. För att uppskatta den del av friktionsvinkeln som är oberoende av råhet är det författarnas uppfattning att det bäst låter sig göras baserat på utförda skjuvförsök i laboratorieskala. Att använda sig av en basfriktion,  $\phi_b$ , baserat på skjuvförsök av släta sågade ytor, för att uppskatta residualhållfastheten kan leda till att den residuala friktionsvinkeln underskattas. Vidare är det att föredra om parametern  $JRC$  kan bestämmas via "tilt" försök och inte genom subjektiva okulära bedömningar av sprickytans råhet.

Vidare bör det påpekas att samtliga brottkriterier har en sak gemensamt. De indelar den totala friktionsvinkeln i två delar; en del av friktionsvinkeln som är konstant och en del som är beroende av skala och normalbelastning. Den konstanta delen benämns olika i brottkriterierna,  $\phi_u$  av Patton samt Ladanyi och Archambult,  $\phi_b$  eller  $\phi_r$  av Barton och  $\phi_m$  av Papaliangas. Fortsättningsvis kommer denna del benämnas  $\phi_b$ .

### 3.3.3 Skaleffekter

Ett problem i samband med skjuvning av råa sprickor är att provresultaten beror av skalan, så att små prov uppvisar en högre skjuvhållfasthet än större prov, se bl.a. Pratt m.fl. (1974), Barton och Choubey (1977), Bandis m.fl. (1981), och Cunha (1990). Denna skaleffekt verkar sjunka asymptotiskt med ökande provstorlek.

Ovanstående studier har visat att det är dilatationsvinkeln,  $i$ , som varierar med betraktelseskalan. För att korrigera  $i$  med hänsyn till skala har Barton och Bandis (1982) föreslagit att de skalberoende parametrarna  $JRC$  och  $JCS$

korrigeras till in-situ-skala. Enligt Barton och Bandis bör råhetsvinkeln tas fram med hänsyn till den genomsnittliga blockstorleken i bergmassan, eftersom de individuella blocken kan rotera vilket resulterar i fler och mindre kontaktpunkter, och därmed en högre råhetsvinkel för varje separat block. För att utföra denna korrigering till in-situ-skala föreslår de följande empiriskt härledda ekvationer.

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_0} \quad (3.13)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JRC_0} \quad (3.14)$$

Där:

$JRC_n$  = råhetskoefficient i in-situ-skala

$JRC_0$  = råhetskoefficient i laboratorieskala

$JCS_n$  = sprickytans tryckhållfasthet i in-situ-skala

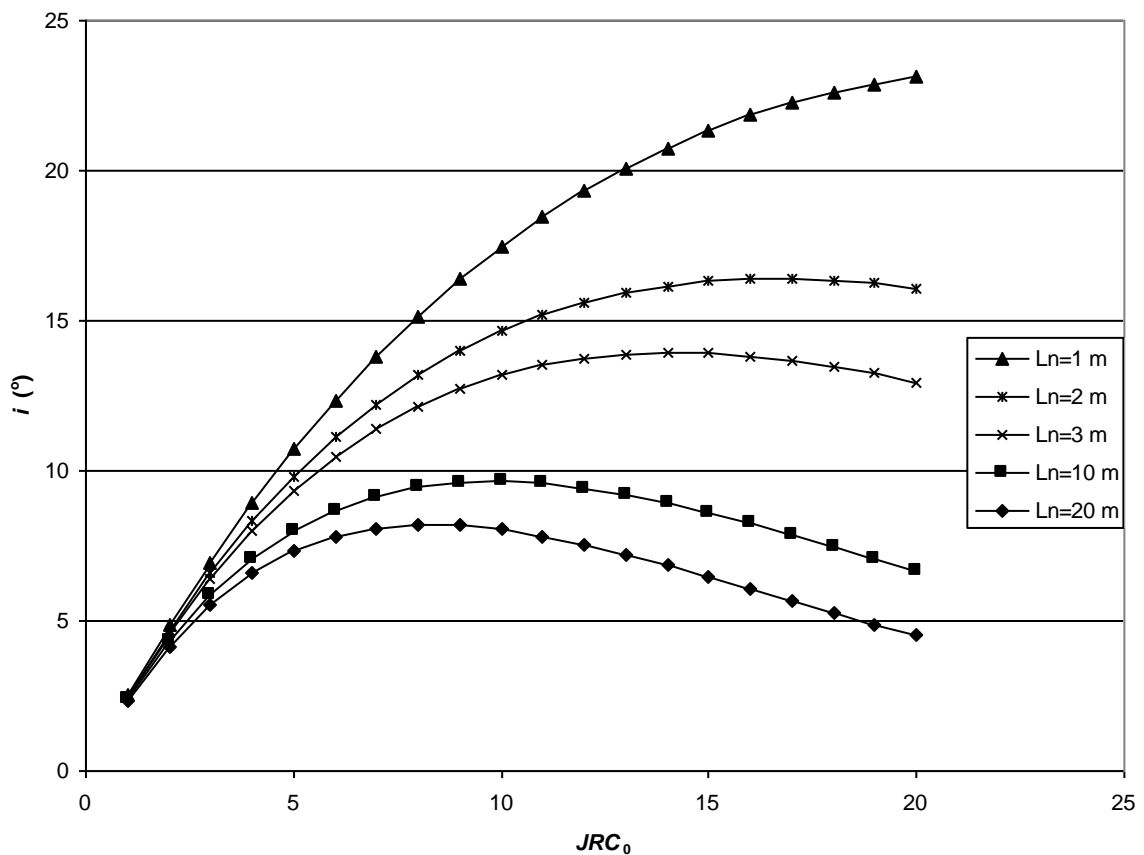
$JCS_0$  = sprickytans tryckhållfasthet i laboratorieskala

$L_n$  = sprickans längd i in-situ-skala

$L_0$  = sprickans längd i laboratorie skala

Resonemanget med att utgå från blockstorleken förutsätter emellertid att blocken kan rotera och ställa in sig mot sprickytan. För en relativt ytlig spricka under en betongdamm är ett sådant resonemang inte självklart, då blocken kan vara låsta av den ovanliggande dammkroppen. Hela glidytan kan i värsta fall bete sig som en stel kropp.

Råheten skulle då behöva justeras med hänsyn till blockstorlek motsvarande dammens storlek. Barton och Bandis (1982) empiriskt föreslagna ekvationer är emellertid inte användbara för skalor i storleksordning 10 till 20 m, speciellt för högre värden på  $JRC_0$ , vilket framgår av **Figur 3.4** nedan.



Figur 3.4: Dilatationsvinkelns variation med  $JRC_0$  enligt Barton och Bandis (1982) föreslagna ekvationer för skalkorrigerig.

Ovanstående begränsningar gör att Bartons skalformler inte bör användas då de kan generera ett för högt värde. Istället bör ett undre gränsvärde användas och där hela glidytan betraktas som en stelkropp.

Om man trots ovanstående begränsningar väljer att använda Bartons skalfaktor i dammskala, och konservativt väljer att räkna med  $JRC_0 = 18$  (vid 4 cm provstorlek), kan man med hjälp av ekvation 3.13 och 3.14 sätta upp nedanstående **Tabell 3.5** över tillskottet för dilatationsvinkeln för ett plant sprickplan utöver residualfriktionen. I tabellen har glidytan betraktats som en stelkropp och dilatationsvinkeln relateras till den totala normalkraften från dammonoliten och en antagen kvadratisk belastningsyta.

Tabell 3.5: Uppskattad dilatationsvinkel för ett ytligt flackt sprickplan under en betongmonolit vid olika värden på effektiv normalspänning, belastningsyta, och  $JCS_0$ .

H (m)	$L_n$	$\sigma'_{n,max}$ (MPa)	$JCS_0$ (MPa)				
			20	50	100	150	200
10	6,7	0,48	4	6	8	9	9
20	13,3	0,96	1	3	4	5	5
30	20	1,44	0	2	3	3	4
40	26,7	1,92	0	1	2	2	3

Genom detta förfarande ses att dilatationsvinkeln för svenska dammar möjligen hamnar i intervallet 0-9°. För granit, som får betraktas som det vanligaste svenska bergarten i berggrunden, fås en total friktionsvinkel i intervallet cirka 30-44°, om den skal- och normalspänningsoberoende delen av friktionsvinkeln antas ligga i intervallet 30-35°.

För att få ytterligare vägledning om rimliga värden på råketsvinklar kan analyser av bergslänters stabilitet ge viss vägledning. Patton (1966) genomförde bl.a. studier av 146 slänter bestående av sandsten, kalksten och dolomit. Genom bakåträkning av slänter som betraktades som instabila, men ännu inte gått till brott, kunde råketsvinkeln för slänterna uppskattas. Resultaten från denna analys visade på råketsvinklar på i medeltal 3° för sandsten och 5° för kalksten och dolomit, med ett intervall på cirka 0 till 15°.

En liknande studie utfördes även av McMahon (1985), där friktionsvinkeln för åtta släntskred analyserats genom bakåträkning. Bäst överensstämmelse med de bakåträknade friktionsvinklarna erhöles om en dilatationsvinkel, baserat på större råketskackar med en våglängd större än 2% av glidyttans längd, användes tillsammans med en uppmätt residualfriktionsvinkel från laborieförsök. Uppmätt storskalig dilatationsvinkel i de olika fallen varierade från 1-9°. De analyserade släntskredens storlek varierade från 20x10 m upp till 200x600 m. Låga dilatationsvinklar erhöles främst från mjuka bergarter ( $\sigma_{ci} > 20$  MPa) och höga dilatationsvinklar främst från hårda bergarter ( $\sigma_{ci} > 20$  MPa).

Någon direkt jämförelse mellan ovanstående analyser av släntstabilitet och förhållanden vid svenska dammar är emellertid svårt att göra, eftersom belastningssituationen och brottens storlek i de flesta av fallen skiljer sig åt. Värdena är emellertid det bästa referensmaterialet som finns för att uppskatta dilatationsvinklarna i flacka sprickplan under dammonoliterna vid glidbrott. Värt att notera är att värdena på dilatationsvinklarna vid bakåträkning av släntskred är relativt låga och förefaller ligga i intervallet 1-10°, vilket överensstämmer med uppskattade värden i Tabell 3.5 ovan. En viktig parameter som inte diskuterats ovan är om sprickorna varit utsatta för tidigare rörelse (slickensides), om så är fallet kan dilatationsvinkelns bidrag vara försumbar.

### 3.3.4 Brottkriterier för fyllda sprickor

En beskrivning av fyllda sprickors egenskaper och beteende har utförts av Barton (1974) och en sammanställning av CEATI (1998) visar att när kvoten mellan fyllnadstjockleken (sprickvidden) och amplituden på sprickplanets råhet ligger över 1,0 à 1,4 bestämmer fyllnadsmaterialets skjuvhållfasthet

också sprickans. När fyllnadstjockleken ligger kring, eller under detta värde kan skjuvhållfastheten vara högre och den kan då bestämmas med storskaliga skjuvförsök på plats. En sammanställning av 156 storskaliga platsförsök från 18 byggarbetsplatser, främst i samband med dammgrundläggningar, redovisas i en artikel av Fishman (2004). Alternativet är ett konservativt antagande där skjuvhållfastheten bestäms av sprickfyllnaden.

Bestämning av skjuvhållfastheten hos tjockare sprickor utförs genom provning av fyllnadsmaterialet. Vid bestämningen är det viktigt att skilja mellan sprickor som inte utsatts för någon tidigare deformation, och sprickor som utsatts för en tidigare förskjutning. För den senare är hållfastheten i princip nära residualhållfastheten för fyllnadsmaterialet, medan en oförskjuten spricka kan ligga nära fyllnadsmaterialets maximala skjuvhållfasthet. För en beskrivning av viktiga parametrar att beakta vid fyllda sprickor, se Barton (1974).

### 3.4 Bergmassors hållfasthet

En bergmassa kan definieras som ett material skapat av intakt berg genomkorsat av ett flertal sprickplan med olika strykning och stupning, men med begränsad uthållighet (längd) längs den tänkta brottytan. Som en följd av detta är det sprickornas egenskaper, och det intakta bergets egenskaper, som tillsammans bestämmer bergmassans hållfasthet. Bergmassans hållfasthet kan beskrivas med Mohr-Coulomb brottkriterium.

$$T = c_m + N' \cdot \tan \phi_m \quad (3.15)$$

Där  $c_m$  är bergmassans kohesion och  $\phi_m$  är bergmassans friktionsvinkel.

Som flera andra bergmekaniska parametrar är bergmassans hållfasthet beroende av betraktelseskalan. Huvudorsaken till detta är antalet påverkande sprickor i den betraktade volymen. Med en ökande volym minskar hållfastheten. Denna effekt försvinner vid en viss volym, vilken brukar kallas den "*representativa elementära volymen*", REV (Cunha 1990). För betraktade volymer som är större än REV kan bergmassan betraktas som ett kontinuummaterial förutsatt att bergmassan är tillräckligt uppsprucken och inte visar ett anisotropiskt beteende.

Som en följd av bergmassans komplexa uppbyggnad är brott i bergmassor komplexa och innehåller både glidning, krossning och rotation av bergblock av olika dimensioner. Att beskriva detta teoretiskt går som regel inte, vilket har resulterat i att olika bergmekaniska klassificeringssystem och empiriska brottkriterier används. Två skilda metoder för att uppskatta en bergmassas hållfasthet kan således tänkas:

- Genom storskaliga triaxiella provningar där det är möjligt.
- Genom att med bergmekaniska karaktäriserings- och klassificeringssystem beskriva bergmassan kvalitét och genom empiri uppskatta de bergmekaniska parametrarna.

Storskaliga triaxiella provningar är ovanliga, eftersom beroendet av betraktelseskalan gör det nödvändigt med mycket stora prover, vilka är kostsamma och tidskrävande. Att i samband med förstärkning av svenska dammar utföra sådana provningar är besvärligt.

Därmed återstår att med bergmekaniska karaktäriserings- och klassificeringssystem bestämma bergmassans kvalitet och genom empiri uppskatta de bergmekaniska parametrarna. De mest använda klassificeringssystemen är *Q*-index (Barton m.fl. 1974), Rock Mass Rating, *RMR* (Bieniawski 1976, 1989), och Geological Strength Index, *GSI* (Hoek m.fl. 1992, Hoek 1994, Hoek m.fl. 1995). En omfattande genomgång av de mest använda klassificeringssystemen återfinns i rapporten "Karaktärisering och klassificering av berg – underlag för projekteringshandbok" (Lindfors m.fl. 2003), vilken tagits fram som underlag till Banverkets framtida handbok inom området.

Genom jämförelser mellan bergkvalitéer och beräknad hållfasthet för bergmassan från ett antal olika projekt har även empiriska samband mellan bergkvalité och bergmassans hållfasthet tagits fram. Ett av dessa samband har föreslagits av Bieniawski (1989) som har tagit fram uppskattningar för bergmassans hållfasthet vid olika *RMR* värden, se **Tabell 3.6** nedan.

Tabell 3.6: Bergmassans kohesion och friktionsvinkel vid olika *RMR*-värden (Bieniawski 1989).

Bergklass	I	II	III	IV	V
<i>RMR</i> -värde	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Kohesion, $c_m$ (MPa)	>0,4	0,4-0,3	0,3-0,2	0,2-0,1	<0,1
Friktionsvinkel, $\phi_m$	45°	45-35°	35-25°	25-15°	<15°

Då *RMR*-värdet bestäms poängsätts sprickornas orientering i förhållande till belastningsriktning, vilket i princip är felaktigt då hållfastheten inte beror på sprickorienteringen. Vid en stabilitetsanalys beaktas belastningssituationen i själva beräkningen och ska därför inte beaktas vid bedömning av hållfastheten. Vidare är bakgrunden till värdena i tabellen erhållna från i första hand bergmassor av låg kvalitet (exempelvis kolgruvor). Till följd av detta underskattar värdena i Tabell 3.6 sannolikt bergmassans hållfasthet enligt Bieniawski, speciellt för bergmassor av bra kvalitet.

Baserat på *RMR* utvecklade Stille (1982) ett liknande system som uppfyller kraven på att belastningssituation och initialspänningssituation inte ska beaktas vid utvärderingen av hållfasthet. Systemet kallas *RMS* (Rock Mass Strength) och baseras på *RMR* systemets fem första parametrar, d.v.s.  $RMR_{bas}$ . Skillnaden mellan systemen består i ett tillägg för typ av sprickor och spricksystem. Uppskattningen av bergmassans hållfasthet för olika *RMS*-värden redovisas i **Tabell 3.7** nedan.

Tabell 3.7: Bergmassans kohesion och friktionsvinkel vid olika *RMS*-värden (Stille 1982).

Bergklass	I	II	III	IV	V
<i>RMS</i> -värde	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Kohesion, $c_m$ (MPa)	4,7	2,5	1,3	0,8	0,2
Friktionsvinkel, $\phi_m$	55°	45°	35°	25°	15°

Som ett alternativ till ovanstående kan en metod användas baserad på Hoek-Browns brottvillkor (Hoek m.fl. 2002), samt karaktäriseringssystemen *RMR* och *GSI*. Metodiken beskrivs i texten nedan.

Enligt Hoek-Browns brottkriterium kan bergmassans hållfasthet bestämmas enligt:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.16)$$

Där  $\sigma'_1$  och  $\sigma'_3$  är största och minsta effektiva huvudspänningar,  $m_b$ ,  $s$ , och  $a$  är konstanter som beror på bergmassans karakteristiska egenskaper.  $\sigma_{ci}$  är den enaxiella tryckhållfastheten för det intakta berget i bergmassan.

Dessa parametrar kan bestämmas med nedanstående ekvationer:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (3.17)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (3.18)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (3.19)$$

Parametern  $D$  är en faktor som varierar mellan 0 och 1, och som tar hänsyn till störningar i bergmassan från sprängning. Konstanten  $m_i$  tar hänsyn till det intakta bergets egenskaper och kan bestämmas genom triaxiella provningar av borrkärnor eller genom empirisk uppskattning.

Enligt Hoek m.fl. (2002) kan bergmassans tryck- och draghållfasthet bestämmas enligt:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (3.20)$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.21)$$

För uppskattning av bergmassans hållfasthet enligt Hoek-Browns brottkriterium krävs att följande parametrar uppskattas:

- Den enaxiella tryckhållfastheten,  $\sigma_{ci}$ , för det intakta berget i bergmassan.
- Värdet på konstanten  $m_i$  för det intakta berget.
- Värdet på Geological Strength Index, *GSI*, för bergmassan.

I vissa fall används det linjära brottvillkoret enligt Mohr-Coulomb. För att kunna omvandla resultaten från Hoek-Browns krökta brottenvelop till ekvivalenta parametrar för den linjära Mohr-Coulomb kriteriet måste spänningsintervallet för vilka parametrarna ska tas fram definieras. För



slänter rekommenderar Hoek m.fl. (2002) istället följande ekvation baserat på cirkulär cylindriska brottanalyser för olika geometrier och bergkvalitéer.

$$\sigma_{3\max} = 0,72 \cdot \sigma_{cm} \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \quad (3.22)$$

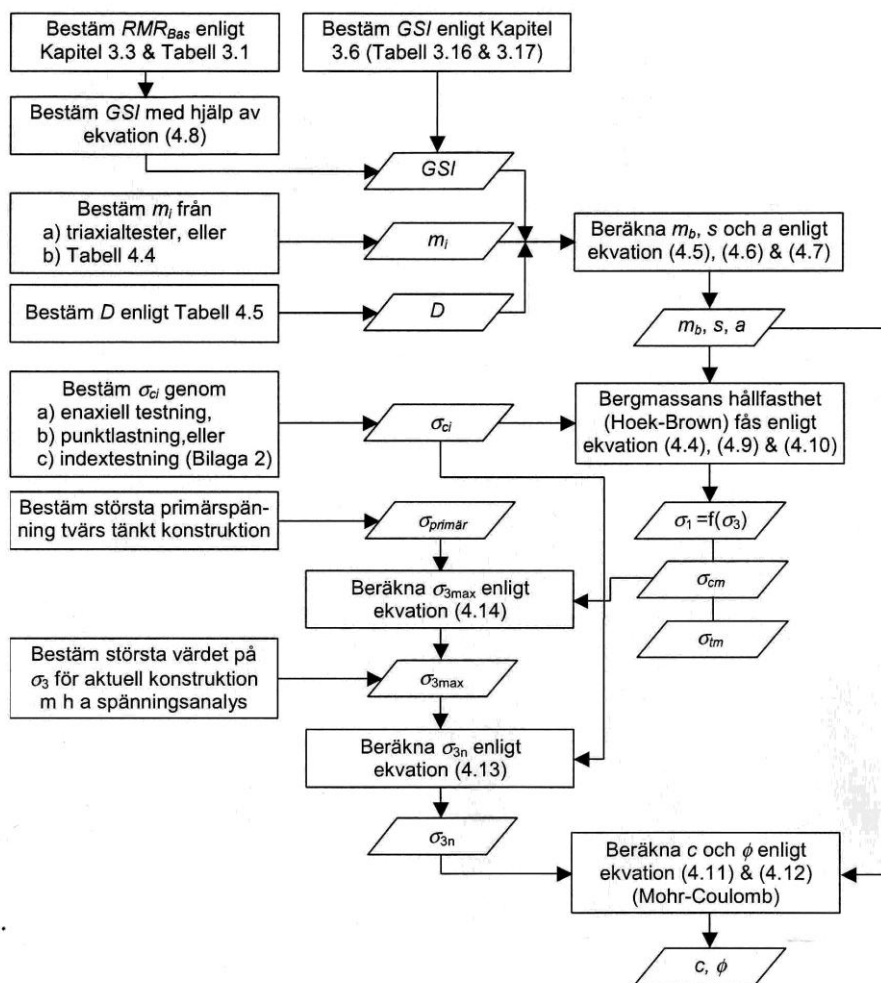
Där  $\gamma$  är bergmassans tunghet och  $H$  är höjden av ovanliggande bergmassa. Brottgeometrin för ett cirkulär cylindriskt brott i en bergslänt överensstämmer i princip med förväntad brottgeometri för ett bärighetsbrott i bergmassan under en damm, vilket innebär att ekvation 3.22 skulle kunna användas för att definiera spänningstillståndet.  $\gamma H$  i ekvation 3.22 skulle då ersättas med maximal normalspänning under dammen.

För svenska berggrundsförhållanden under betongdammar är bergkvalitén ofta bra, vilket innebär att bergmassans enaxiella tryckhållfasthet,  $\sigma_{cm}$ , kan förväntas ligga i intervallet 10-30 MPa. Samtidigt ligger maximal normalspänning generellt omkring 1 MPa. Detta innebär enligt ekvation 3.22 att  $\sigma_{3,\max}$  skulle hamna mellan 0,82-0,88 MPa.

Användandet av ekvation 3.22 känns emellertid överambitiöst med tanke på de stora osäkerheter som empiriska brottkriterier generellt är förknippade med. Ett konservativt alternativ till ovanstående metodik skulle istället vara att direkt använda maximal normalspänning som högsta värde i spänningsintervallet och 0 som lägsta värde. Därefter kan kohesionen uppskattas med det lägsta värdet för spänningsintervallet och friktionsvinkeln för det högsta värdet i spänningsintervallet. På så sätt fås en konservativ linjär brottenvelop som inte överskattar hållfastheten i någon punkt i spänningsintervallet.

Ekvivalenta parametrar för kohesion och friktion baserat på Hoek-Browns brottkriterium såsom beskrivet ovan kan beräknas med programmet RocLab (Rocscience 2007).

Metodik för uppskattning av bergmassans hållfasthet (Lindfors m.fl. 2003) redovisas i **Figur 3.5** nedan.



Figur 3.5: Metodik för uppskattning av bergmassans hållfasthet (från Lindfors m.fl. 2003).

Det ovan nämnda tillvägagångssättet kan anses som praxis för uppskattning av bergmassors hållfasthet. En liknande metodik användes även av BC-Hydro vid utvärderingen av stabiliteten av Seven Mile Dam i Kanada (Cornish m.fl. 1991, 1994). Efter undersökningar bedömdes det att den uppsruckna bergmassan nära bergytan utgjorde den svagaste länken. Som en följd av detta användes Hoek-Browns brottkriterium, med ekvivalenta parametrar på kohesion och friktion, vilket resulterade i en friktionsvinkel på  $60^\circ$  (brottvärde) och en kohesion på 100 kPa. I analysen användes en säkerhetsfaktor på 1,5.

När ovanstående karaktäriseringssystem och bergklassificeringssystem används är det viktigt att beakta systemets tillförlitlighet. I en studie av Edelbro (2004) studerades osäkerheten i olika metoder för att uppskatta bergmassans hållfasthet. Totalt deltog elva personer, samtliga erfarna användare av dessa system. Uppgiften var att uppskatta hållfastheten hos en gruppelare i Laisvall-gruvan. Den genomsnittliga hållfastheten hade tidigare bestämts till 19,8 MPa (Krauland och Söder 1989), och den maximala

hållfastheten hade bestämts till 30 MPa (Edelbro 2004). Försöket gav en uppskattad hållfasthet mellan 12 och 34,5 MPa med hjälp av  $RMR_{76}$  och Hoek-Browns brottkriterium. Vid användning av GSI tillsammans med Hoek-Browns brottkriterium uppskattades hållfastheten till mellan 2,5 och 50 MPa. Försöket visar att en persons subjektiva värderingar påverkar den uppskattade hållfastheten och att de olika metodernas förmåga att förutsäga hållfastheten varierar. Det är därför lämpligt att kombinera flera metoder och ange ett spann på sannolika värden vid uppskattningen av bergmassans hållfasthet.

## 4 UNDERSÖKNINGSMETODER

### 4.1 Inledning

Nedan behandlas kortfattat några av de fältundersökningsmetoder och laborietest som kan användas vid undersökning av grundläggningsförhållanden för betongdammar. För mer utförliga beskrivningar av metoderna hänvisas till speciallitteratur.

De parametrar som främst är intressant att bestämma är förekomst av och karaktär hos sprickor i berget, samt skjuvhållfastheten för bergsprickor och för kontaktytan mellan betong och berg.

### 4.2 Fältundersökningar

Några vanliga fältundersökningsmetoder som kan komma ifråga vid undersökningar av betongdammars grundläggning är:

#### **Undersökningsborrning och kartering av borrhävar**

Kärnbronning och kartering av borrhävar hör till de mest använda metoderna vid berggrundsundersökningar och används bl.a. för identifiering av svaghetszoner, bestämning av sprickavstånd och sprickorientering. Om bronningen utförs med orienterade borrhävar ges möjlighet att bestämma sprickorienteringen fullt ut (både strykning och stupning). Det är även möjligt att bedöma sprickornas råhet i borrhävarskala.

Kärnbronning kan även användas för undersökning av kontaktytan mellan betong och berg. När prover från kontaktytan ska borrhävas ut är det viktigt att bronningen utförs på ett så skonsamt sätt som möjligt för att inte spräcka kontaktytan under bronning. Bronningen genom kontaktytan bör utföras med så kort kärnfångst som möjligt, lämpligen cirka 0,6 m totalt varav 0,3 m över och 0,3 m under kontaktytan. Vidare är det viktigt att inte för liten diameter på borrhävarn används.

#### **BIPS-loggning**

I kombination med kärnbronning kan BIPS-loggning (Borehole Image Processing System) utföras, vilket innebär att borrhävarsväggarna filmas och därefter behandlas bilderna med datorprogram i kombination med okulär kartering av borrhävar. Förutom sprickorientering (stupning och strykning) ger metoden även uppgifter om sprickvidd och tjocklek på eventuella sprickfyllnader, vilket är en fördel jämfört med vanlig kartering av borrhävar.

#### **Kartering av bergytter**

Kartering av tillgängliga bergytter under dammen, t.ex. under utskov och intag, kan ge uppgifter om sprickförekomst, sprickorientering och spricklängder. En nackdel är att flacka sprickor är svårast att observera, samtidigt som dessa har störst betydelse för dammstabiliteten. Ytkartering kan dock ge en god överblick över spricksystemen i bergmassan och potentiellt farliga bergkilar som kan bildas av flera korsande sprickplan.

Värdefulla uppgifter om bergmassan kan också erhållas genom kartering av tunnlar och bergskärningar i anslutning till dammen. Vid karteringen kan bestämning ske av sprickorientering, sprickavstånd, sprickvidder och spricklängder. Redovisningen bör ske på ett enhetligt sätt t ex enligt metod förslagen av ISRM (1981).

#### **Vatteninpressningsförsök**

Vattenförlustmätning utförs normalt vid kärnborrning i berg för att bestämma bergmassans vattengenomsläpplighet eller för att undersöka utbredningen av större sprickplan. Mätningen kan antingen utföras med enkelmanschett som successivt sänks i borrhålet eller med dubbelmanschett om ett specifikt intervall av borrhålet ska undersökas. Vid mätningen bör ett lågt tryck användas för att förhindra uppspräckning av potentiella svaghetsplan.

#### **Storskaliga skjuvförsök**

Storskaliga skjuvförsök på bergblock in-situ vid dammen kan användas för bestämning av ett sprickplans skjuvhållfasthet. Provmetoden har fördelen att delar av de osäkerheter som råder när resultat från skjuvprov i borkärneskala ska översättas till hållfasthet i dammskala minskar. Provmetoden är dock kostsam. Anvisningar för utförande finns från ISRM (1981).

#### **Portrycksmätning**

Mätning av portryck kan ske för att minska osäkerheten kring upptrycken under dammen. Mätningarna bör vara permanenta så att portryckens säsongsvariationer kan följas och eventuella trender upptäckas.

### 4.3 Laboratorietest

Några vanliga laboratorietester som kan komma ifråga vid undersökningar av betongdammars grundläggning är:

#### **Direkta skjuvförsök**

Direkta skjuvförsök på delar av borkärnor är en lämplig metod för bestämning av skjuvhållfasthet på bergsprickor och på en bruten kontaktyta mellan betong och berg. Direkta skjuvförsök tillåter att stora deformationer kan utvecklas vilket innebär att även residualfriktionsvinkeln kan bestämmas. Försöken bör i första hand användas för att utvärdera den dilatationskorrigerade delen av friktionsvinkeln eftersom dilatationsvinkeln är beroende av både normalspänning och skala.

#### **Direkta dragförsök**

Direkta dragförsök på delar av borkärnor kan användas för kontroll av en bunden kontaktyta mellan betong och berg. Resultatet kan sedan användas för omräkning till vidhäftningshållfasthet, se vidare kap 3.2.

#### **Enaxiell tryckprovning**

Som ett led i bestämningen av en bergmassas eller ett sprickplans skjuvhållfasthet kan enaxiell tryckprovning på bitar av borkärnor utföras.

## 5 RIKTLINJER, PRINCIPFÖRSLAG

### 5.1 Allmänt

Denna riktlinje är avsedd att gälla för såväl nya som befintliga, homogena gravitationsdammar och lamelldammar i konsekvensklass 1 och 2 grundlagda på berg. Anvisningen avser bedömning av dammarnas totalstabilitet med enkel stelkroppsansats. Under vissa förhållanden kan en mer avancerad analys krävas, där även inverkan av deformationer i damm eller undergrund beaktas så att även fortskridande brott kan beskrivas. Förslaget innebär väsentligt ändrade förutsättningar jämfört med tidigare rekommenderad metod. För dammar i konsekvensklass 1 innebär förslaget som regel en skärpning medan motsatsen gäller för väl utförda befintliga dammar i konsekvensklass 2. Det är angeläget att kontroll och anpassning av dammarnas stabilitet först sker för dammar i klass 1A.

Glidbrott för en betongdamm grundlagd på berg kan inträffa längs flera olika brottytor och en stabilitetsanalys måste beakta dammens säkerhet mot brott för alla tänkbara fall. Följande olika typer av glidbrott kan behöva beaktas:

- A. Brott i kontaktytan mellan betong och berg
- B. Brott längs befintliga sprickplan i berget
- C. Brott i bergmassan

Det är den svagaste länken av dessa tre fall som kommer att avgöra en damms säkerhet mot glidning. Fall A kan i sin tur uppdelas i två varianter

- A1. Brott i kontaktytan mellan betong och berg, utan vidhäftning
- A2. Brott i kontaktytan mellan betong och berg, med vidhäftning

Utöver ovanstående fall kan glidbrott även ske i själva dammkroppen. Det fallet kan dock analyseras med ledning av gällande betongnormer och behandlas därför inte här.

Beräkning av säkerhet mot glidning, samt resultatens läge under en betongdamms olika monoliter, utförs lämpligen med analytiska beräkningar enligt stelkoppsteori. Dessa beräkningar är normalt baserade på följande antaganden:

- Dammkroppen kan betraktas som en stel kropp.
- Ingen last antas bli överförd till närliggande monoliter.
- Antagandet om plana tvärsnitt gäller.

Säkerheten mot glidning bedöms genom att säkerhetsfaktorn,  $SF$ , beräknas och jämförs med föreskrivet minsta värde,  $SF_{min}$ . Säkerhetsfaktorn  $SF$  är kvoten mellan summan av de beräknade lasterna verkande parallellt glidplanet vid brott, d.v.s. den maximala bärförmågan,  $T$ , och motsvarande summa vid den aktuella belastningen,  $H$ , där båda dessa lastsummor bestäms med den aktuella belastningen verkande vinkelrätt mot glidplanet, d.v.s.

$$SF = T / H \quad (5.1)$$

$$SF \geq SF_{min} \quad (5.2)$$

Den maximala bärförmågan eller brotthållfastheten,  $T$ , beräknas med det allmänna uttrycket

$$T = c \cdot A + N' \cdot \tan \phi \quad (5.3)$$

Där  $c$  uttrycker ett bidrag till bärförmågan på grund av kohesion på en viss yta  $A$  och  $\phi$  uttrycker ett bidrag till bärförmågan på grund av friktion.  $N'$  är den effektiva normaltryckkraften vinkelrätt glidplanet. Samtliga dessa parametrars värde varierar med ett antal olika faktorer, bland annat den betraktade brottytan.

Vertikal och horisontell kraftjämvikt samt momentjämvikt är tillräckligt för att beräkna resultantens läge. Spänningsfördelning under glidkroppen beräknas därefter med Naviers formel. Om beräkningen visar på dragspänningar i uppströmskanten, antas denna del inte vara verksam för kraftöverföringen och fullt upptryck antas råda under den dragna delen. Spänningsfördelningen räknas därefter om i ett iterativt förfarande tills kraftöverföringen sker, d.v.s. jämvikt erhålles, med endast tryckspänningar i glidytan.

För betongdammar grundlagda på berg kontrolleras ofta endast totalstabiliteten. En förutsättning för denna förenkling är att förekommande spänningar i damm och undergrund med mycket god marginal underskrider materialens hållfasthet och att förekommande deformationer inte förändrar konstruktionens verkningssätt. Om dammens eller berggrundens geometri är komplicerad, kan mer detaljerade numeriska analyser vara befogade. Numeriska beräkningar kan även vara nödvändigt för att analysera lastspridningen i undergrunden eller för att analysera hur berggrund och damm deformeras.

Typexempel på fall där det inte räcker att betrakta endast totalstabiliteten är dammar som överför laster till undergrunden genom flera olika verkningssätt, exempelvis valvdammar, och dammar där lastresultanten hamnar så nära nedströmskanten att stora spänningskoncentrationer uppträder.

Kontroll av att lastresultantens läge bör alltid ske för gravitations- och lamelldammar för undvikande av det mer teoretiska brottsättet stjälpning. Resultantens läge bör falla inom glidkroppens mellersta tredjedel vid normala lastfall och inom de tre mellersta femtedelarna vid exceptionella lastfallet. Om inte detta krav uppfylls krävs särskild utredning om stälpsäkerheten.

Det bör observeras att här föreslagna riktlinjer i vissa frågor inte i detalj beskriver hur säkerheten bör utvärderas. Orsaken är att utvärdering av säkerheten för en damm i flera avseenden bygger på ingenjörsmässiga bedömningar som är svåra att beskriva genom generella rekommendationer. Beslut i dessa frågor bör fattas baserat på tillgänglig information i varje enskilt fall.

## 5.2 Säkerhetsfaktorer

Val av säkerhetsfaktor ska göras med hänsyn till dammens konsekvensklass, aktuell brottyta och brottkriterium samt omfattningen av utförda

undersökningar i relation till förekommande variationer i berggrundens egenskaper. I **Tabell 5.1** nedan anges lägsta rekommenderade nominella säkerhetsfaktorer för olika lastfall och typer av stabilitetsbrott för dammar i konsekvensklass 1 och 2. Dessa säkerhetsfaktorer tillämpas om inte utförda undersökningar eller andra omständigheter visar att något annat är lämpligare under förutsättning att i analysen ingående laster och materialparametrar bestämts konservativt. För dammar i konsekvensklass 1 innebär det att ingående parametrar alltid ska grundas på undersökningar i dammläget.

Tabell 5.1: Lägsta rekommenderade säkerhetsfaktorer för olika typer av glidbrott

Typ av glidbrott	Lastfall		
	Normalt	Exceptionellt	Olycks-
A1. Kontaktyta berg-betong, utan vidhäftning	1,5	1,3	1,1
A2. Kontaktyta berg-betong, med vidhäftning	2	1,5	1,1
B. Genomgående sprickplan i berg	1,5-1,1	1,3-1,05	1,1-1,0
C. Bergmassa	3	2	1,3

Beräkningar av säkerheten mot brott av typ A1 och B sker med en förhållandevis konservativ metodik och avser väl kända eller konservativt antagna brottytor, vilket gör att förhållandevis låga säkerhetsfaktorer kan accepteras.

Beräkningar av säkerheten mot brott av typ A2 och C kräver högre säkerhetsfaktorer, då bärförmågan till viss del bygger på kohesion, och brottet kan förväntas uppvisa ett sprött, progressivt beteende.

Då horisontella sprickplan är vanligt förekommande i svenska bergmassor är det mycket viktigt att inte bara kunna verifiera att flacka sprickplan existerar, utan också kunna bedöma sannolikheten för att dessa är genomgående under dammen. I många fall finns inga klara uppgifter på om så är fallet. Det är därför nödvändigt att genom fältundersökningar, t.ex. i form av sprickkartering och analys av sprickvidder, bilda sig en uppfattning om sprickornas längd och därefter bedöma sannolikheten för att genomgående sprickplan existerar under dammen.

Variationen av säkerhetsfaktor för brottyper B i tabellen ovan avspeglar denna osäkerhet. Om det bedöms som sannolikt att genomgående sprickplan finns under dammen rekommenderas de högre värdena av säkerhetsfaktor. Om förekomsten av genomgående sprickplan däremot bedöms som osannolika, men inte kan uteslutas, kan de lägre värdena på säkerhetsfaktor användas. För att kunna utnyttja denna variation i säkerhetsfaktorer bör utförda fältundersökningar vara utförda av geologisk expertis och resultaten av sådan kvalitet att en bedömning av spricklängder låter sig genomföras.



### 5.3 Laster och lastfall

Lastvärden bestäms enligt nu gällande version av RIDAS och kombineras i lastfall enligt följande:

#### Normala lastfall

1. Vattenytan vid dämningensgränsen (DG), maximalt istryck och stängda utskovsluckor.
2. Vattenytan vid DG, provisorisk avstängning, inget istryck.
3. Vattenytan vid DG med luckavstängning och provisorisk avstängning vid intilliggande utskov, inget istryck vid isfriundanhållning.
4. Vattenyta vid DG samt ogynnsammaste kombination av öppna och stängda utskov samt tillhörande vattentryck på nedströmssidan.
5. Avbördning av dimensionerande klass II-flöde enligt Flödeskommitténs riktlinje och därtill hörande statiska och dynamiska vattentryck på uppströms- och nedströmssidan.

#### Exceptionella lastfall

1. Vattenytan vid betongdammens krön eller till lägsta nivå för överkant tätkärna vid anslutande fyllningsdamm, stängda eller öppna utskov, inget istryck.
2. Avbördning av dimensionerande klass I-flöde enligt Flödeskommitténs riktlinjer och därtill hörande statiska och dynamiska vattentryck på uppströms- och nedströmssidan. Detta lastfall gäller endast dammar i riskklass I.
3. Asymmetriskt istryck.
4. Igensatta dränage, gäller i de fall då funktion hos dränage inte kan kontrolleras.
5. Lastfall under byggnadstiden.

#### Olyckslastfall

1. Exceptionellt hög vattennivå pga att ett utskov är ur funktion. Detta lastfall tillämpas där ett utskov av någon anledning kan befaras bli obrukbart, t ex p.g.a. utebliven lucköppning
2. Exceptionellt hög vattennivå som följd av släntras ner i magasin.
3. Explosionslaster och sabotage där så bedöms relevant.

Dammar som kan komma att överströmmas kräver särskild analys.

## 5.4 Beräkning av skjuvhållfasthet

Nedan ges riktlinjer för bestämning av skjuvhållfasthet för ovan definierade typer av glidbrott.

### **Skjuvbrott i kontaktytan mellan damm och berggrund, brott typ A**

Skjuvhållfastheten för kontaktytan mellan betong och berg har bland annat studerats av Lo och Gras (1994), EPRI (1992), Lo m.fl. (1991a och 1991b) Lo m.fl. (1990) bland flera andra. En obruten (intakt) kontaktyta mellan betong och berg kan ha en relativt hög kohesion (vidhäftning) som är betydelsefull för skjuvhållfastheten.

Om kohesion aldrig funnits, eller förlorats genom kemiska eller fysikaliska processer (läckage, urlakning, vittring, temperaturrörelser eller annan överbelastning), kan hållfastheten beskrivas i form av en friktionsvinkel. Denna friktionsvinkel kan sägas bestå av summan av två komponenter, en dilatationskorrigerad friktionsvinkel som är oberoende av skala och normalspänning,  $\Phi_b$ , och en dilatationsvinkel,  $i$ , kopplad till lutningen på större bergklackar i kontaktytan.

Brott kan således inträffa vid olika grader av deformation, *utan* några relativa rörelser om kohesion existerar, respektive *med* relativa rörelser i storleksordningen från ett par millimeter upp till några centimeter om kohesion inte existerar. Det betyder att kohesion inte kan medräknas samtidigt som friktion i den brutna kontaktytan utnyttjas. Skjuvhållfastheten för kontaktytan mellan betong och berg kan därför indelas i två separata fall; då vidhäftning existerar och kohesion medräknas samt då kontaktytan är bruten och ingen kohesion medräknas. Dammar ska visas vara stabila mot minst ett av dessa två fall.

#### Kontaktyta utan kohesion, brott typ A1

För nya dammar och för dammar där vidhäftning saknas kan bärförmågan  $T$  beräknas enligt ekvation 5.4 nedan.

$$T = N' \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (5.4)$$

Där:

$\Phi_b$  = Dilatationskorrigerad friktionsvinkeln för kontaktytan (°)  
 $i$  = Dilatationsvinkeln baserad på kontaktytans råhet  $i$  (°) och  
 $N'$  = Den effektiva normaltryckkraften mot brottytan

Vinklarna  $\Phi_b$  och  $i$  bestäms genom fältundersökning och laboratorieförsök.

Uppskattning av den dilatationskorrigerade friktionsvinkeln,  $\Phi_b$ , bör i första hand utföras baserat på ett lämpligt antal utförda skjuvförsök i laboratorieskala av en brutna kontaktyta. Antalet försök avgörs av förekommande spridning i resultaten. Friktionsvinkelns residualvärde erhålls genom att subtrahera inverkan av dilatation, som regelmässigt är betydligt större i laboratorieskala än i prototypskala. Enligt utförda undersökningar ligger den dilatationskorrigerade friktionsvinkeln normalt i intervallet 30-39°.

För dammar i konsekvensklass 2 får uppskattning också ske empiriskt; vid grundläggning på eruptiva eller metamorfa bergarter kan den dilatationskorrigerade friktionsvinkeln,  $\Phi_b$ , normalt sättas till 32°.

Dilatationsvinkeln,  $i$ , kan bestämmas genom uppmätning av lutningsvinklar på större exponerade bergklackar i kontaktytan för nya dammar eller med ledning av uppmätningar eller fotografier från byggnadstiden för befintliga dammar. För att lutningen på en bergklack ska kunna tillgodoräknas ska den ha en storlek som inte möjliggör skjuvbrott genom bergklacken eller ovanliggande betong. Detta innebär samtidigt att storleken på de klackar som krävs är kopplad till aktuell belastning (dammens höjd). För normala svenska lamelldammar med en höjd på ca 10-30 m bedöms att bergklacken bör ha en minsta längd motsvarande ca 5 % av dammhöjden. För gravitationsdammar kan klackens längd vara mindre förutsatt att den har stor utbredning i sidled.

För dammar i konsekvensklass 2 kan man normalt tillgodoräkna sig en råhetsvinkel,  $i$ , på ca 8-10° om inga uppmätningar finns att tillgå, där grundläggning sker mot en sprängd yta. För plana rensade ytor med ojämnheter kan motsvarande värde uppskattas till 4-5°. För plana bergytter, eller där ingen information om bergytans råhet finns att tillgå, sätts råhetsvinkeln till 0°.

Den slutliga hållfastheten mot brott av typ A1 i kontakten mellan damm och undergrund uppnås efter betydande relativa rörelser (förskjutningar) mellan damm och undergrund, ofta av storleksordningen 0,1 % eller mer av den belastade längden, vilket i vissa fall kan påverka dammens eller dränageanordningarnas funktion och därmed också uppträcket.

Inverkan av förspända bergförankringar kräver särskild analys för att visa att de har tillräcklig deformationsförmåga och beständighet för att tåla beräknade förskjutningar. Slaka bergförankringar får inte medräknas.

#### Kontaktyta med kohesion, brott typ A2

Dimensionering avseende glidbrott i kontaktytan mellan damm och undergrund med hänsyn till kohesion, d.v.s. brott av typ A2, får endast ske för dammar i konsekvensklass 2 och befintliga dammar i konsekvensklass 1B. Nya dammar i konsekvensklass 1B dimensioneras istället för brott typ A1 enligt ovan. För konsekvensklass 1A-dammar får endast fall A1 tillämpas, såväl vid kontroll av befintliga dammar som vid dimensionering av nya. Metodiken enligt A2 kan dock även för dessa dammar vara av intresse för att definiera ett sannolikt bruksstadium utan större deformationer i kontakten berg-betong.

Metoden med dimensionering enligt fall A2 förutsätter att kontaktytan genom provning i fält och laboratorium kan visas vara obruten och besitta en viss kohesion och att man kan säkerställa fortsatt existens av denna obrutna kontakt mellan betong och berg. Kohesionen kan förloras genom fysiska och kemiska processer, exempelvis genom att delar av grundlaggningsytan beräkningsmässigt utsätts för dragning vid exceptionellt belastningsfall. Kontroll av kohesionen behöver därför ske med intervall på maximalt 15 år. Kortare intervall bör väljas där särskilda omständigheter föreligger, som kan ge anledning misstänka att förlust av kohesion kan äga rum.

För en obruten kontaktyta med kohesion sker brottet som ett sprött brott, utan någon förskjutning (relativ rörelse) i själva brottytan. Fram till brottögonblicket kan skjuvhållfastheten,  $T$ , beskrivas med Mohr-Coulombs brottkriterium med hjälp av kohesion,  $c$ , och inre friktion,  $\Phi_i$ , enligt nedanstående ekvation

$$T = c \cdot A_c + N' \cdot R \cdot \tan \phi_i \quad (5.5)$$

Där:

$T$  = Skjuvkraft som maximalt kan mobiliseras i brottplanets riktning (kN)

$c$  = Kohesion (kPa)

$A_c$  = Tryckt area med påräkningsbar kohesion ( $m^2$ )

$N'$  = Normalkraften vinkelrätt brottplanet reducerad för upptryck (kN)

$R$  = Reduktionsfaktor som anger andelen av hela normalkraften som faller på delen  $A_c$

$\phi_i$  = Inre friktionsvinkel för vidhäftningshållfasthet ( $^\circ$ )

Formuleringen bygger på att samverkan inte kan påräknas mellan de delar av grundläggningsytan som har bruten kontakt där bärförmågan uppnås efter betydande relativa förskjutningar och de delar av grundläggningsytan som är intakta och har kohesion (där bärförmågan omedelbart förloras vid relativa förskjutningar).

Man inser att det också har stor betydelse om den del av grundläggningsytan som kan visas ha kohesion finns i uppströmsdelen eller i nedströmsdelen av grundläggningsytan, eftersom storleken på  $R$  påverkas.

Eftersom överföring av skjuvkrafter vid brott typ A2 sker utan relativ förskjutning mellan damm och undergrund kan samverkan påräknas med existerande förspända bergförankringar som kan visas vara beständiga.

Bestämning av kohesionen  $c$ , arean med påräkningsbar kohesion  $A_c$ , reduktionsfaktorn  $R$  och inre friktionsvinkeln  $\phi_i$  ska ske genom fält- och laboratorieförsök.

Tre olika typer av försök kan användas för att bestämma hållfastheten för en intakt kontakt mellan betong och berg såsom beskrivet av Lo m.fl. (1991). De olika försöken är:

- Triaxiella tryckförsök, vilka används för att bestämma skjuvhållfastheten vid högre värden på normalspänning.
- Triaxiella dragförsök, vilka kan användas för att direkt mäta ytans kohesion.
- Direkta dragprov. Baserat på ett antal försök har Lo bland flera andra visat att ytans kohesion är dubbelt så stor som draghållfastheten. Ett påstående som även kan visas teoretiskt med Griffiths (1921) brottkriterium för sköra material. Genom att utföra ett antal direkta dragförsök kan därmed kohesionen uppskattas genom att multiplicera uppmätt draghållfasthet med en faktor 2.

Kohesionen vid brott får antas uppgå till högst 40% av medelvärdet av provningsresultaten med hänsyn till det spröda brottets egenskaper och normal spridning i kohesionens hållfasthet.

Reduktionsfaktorn,  $R$ , bedöms efter hur många prover som var intakta i förhållande till det totala antalet prover och deras belägenhet i grundläggningsytan. Till följd av möjliga variationer i vidhäftning mellan de

olika monoliterna i en och samma damm bör ett antal prover utföras i varje monolit. Det totala antalet prover från dammen bör väljas så att en rimlig bedömning av kohesionens variation, den intakta kontaktytans area och reduktionsfaktorn  $R$  kan uppskattas med lämplig säkerhet.

För befintliga dammar i konsekvensklass 2 får, om inga ogynnsamma eller ovanliga omständigheter föreligger för dammens grundläggning och kontakten mot bergrunden bedöms vara av god kvalité, obruten kontakt antas existera utan undersökning inom det område som inte beräkningsmässigt kan utsättas för dragpåkänningar. Det innebär bland annat att bergytan ska ha rensats. Kohesionen vid brott får antas till maximalt  $c = 0,1$  MPa och den inre friktionsvinkeln får sättas till  $\phi_i = 50^\circ$  för eruptiva och metamorfa bergarter. I övriga fall krävs särskild undersökning.

### **Skjuvbrott längs sprickplan, brott typ B**

#### Ofyllda sprickor

För bestämning av skjuvhållfastheten för en rå, ofylld, sprickyta kan den maximala kraft,  $T$ , som kan mobiliseras vid de normalspänningar som normalt förekommer under dammar beräknas med följande ekvation (Patton 1966):

$$T = N' \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (5.6)$$

Där:

$N'$  = Effektiv normalkraft mot brottytan

$\phi_b$  = Dilatationskorrigerad (bas) friktionsvinkel ( $^\circ$ ).

$i$  = Dilatationsvinkel p.g.a. råhet ( $^\circ$ )

För bestämning av basfriktionsvinkeln  $\phi_b$  gäller det som sagts under Brott typ A1 ovan. Om sprickan är vittrad och/eller omvandlad och basfriktionsvinkeln bestäms från prov på plana sågade ytor, kan den residuala friktionsvinkeln vara lägre än basfriktionsvinkeln. Vid dessa fall bör den residuala friktionsvinkel användas. Om  $\phi_b$  däremot bestäms från direkta skjuvförsök genom att korrigera för dilatationsvinkeln tas eventuell effekt från vittring och omvandling med per automatik.

För bedömning av lutningen på större råhetsklackar rekommenderas i första hand uppmätning i fält. Olika metoder för uppmätning av första ordningens råhet finns beskrivna av ISRM (1981). Det är emellertid endast undantagsvis möjligt att göra mätningar av verkliga sprickors storskaliga råhet och längd. För dammar i konsekvensklass 1 kan dilatationsvinkeln normalt antas till  $2^\circ$  för sprickor som inte utsatts för tidigare rörelser, om inte annat kan visas vara lämpligare. För dammar i konsekvensklass 2 kan dilatationsvinkeln sättas till  $6^\circ$  under samma förutsättningar.

Vid beräkningarna bör det antas, om inte utförda grundundersökningar klart visar annat, att en genomgående, flack spricka finns i berggrunden ca 1-3 m under kontakten mellan damm och undergrund i mest ogynnsamma läge. Hänsyn till gynnsammare sprickläge och sprickstupning tas i de fall dessa bestämts genom fältundersökning.

Vid de storlekar på laster och brottytor som är aktuella för dammar uppnås regelmässigt maximalvärdet på skjuvhållfastheten efter en relativ förskjutning mellan damm och berg i storleksordningen 0,1 % eller mer av sprickans

belastade längd. Det bör observeras att förskjutningar av denna storleksordning kan innebära att dammen inte längre fungerar som avsett.

#### Fyllda sprickor

Om en spricka helt eller delvis innehåller fyllnadsmaterial påverkas sprickans skjuvhållfasthet av fyllningens tjocklek och egenskaper.

Studier av fyllda sprickors egenskaper och beteende har gjorts av bland annat Barton (1974). Enligt CEATI (1998) bestäms sprickplanets skjuvhållfasthet av fyllnadsmaterialets skjuvhållfasthet vid en tjocklek på sprickfyllnaden motsvarande 1,0-1,4 gånger amplituden på sprickplanets råhet. Skjuvhållfastheten bestäms i dessa fall i första hand genom laborieprovning på fyllnadsmaterialet.

När fyllnadstjockleken ligger kring, eller under, detta värde krävs i princip storskaliga skjuvförsök in situ för att fastställa skjuvhållfastheten noggrant. Alternativet är ett konservativt antagande där skjuvhållfastheten bestäms av sprickfyllnaden.

Vid provning av fyllnadsmaterialet är det viktigt att skilja mellan sprickor där inga tidigare rörelser skett och sprickor som utsatts för rörelser. För de senare kan skjuvhållfastheten förväntas ligga nära residualhållfastheten för fyllnadsmaterialet, medan en spricka utan tidigare rörelser kan ha en skjuvhållfasthet nära fyllnadsmaterialets maximalvärde. För en beskrivning av viktiga parametrar att beakta vid fyllda sprickor, se Barton (1974).

#### **Skjuvbrott i bergmassa, brott typ C**

Bergmassans hållfasthet kan grovt uppskattas med hjälp av olika empiriska system för att klassificera bergmassor. Eftersom subjektiva värderingar påverkar den uppskattade hållfastheten och olika metoders förmåga att förutsäga hållfastheten varierar är det lämpligt att använda flera av dessa metoder och ange ett spann på sannolika värden vid uppskattningen av bergmassans hållfasthet. Hållfastheten beskrivs vanligtvis med Mohr-Coulombs brottkriterium enligt:

$$T = c_m + N' \cdot \tan \phi_m \quad (5.7)$$

Där:

$T =$	Skjuvhållfasthet som maximalt kan mobiliseras
$c_m =$	Bergmassans kohesion
$N' =$	Effektivt normaltryck
$\phi_m =$	Bergmassans friktionsvinkel (°)

Användbara metoder för att uppskatta bergmassan är att tillämpa system för att klassificera bergmassans kvalité och genom empiriska samband uppskatta bergmassans kohesion och friktionsvinkel.

Uppskattning av hållfasthet baserat på *RMR*-värden finns beskrivet av Bieniawski (1989). Stille (1982) har också utvecklat ett system kallat *RMS* som kan användas för att uppskatta bergmassans hållfasthet. En annan metod är att använda sig av empiriska brottkriterier såsom Hoek-Browns brottkriterium för att uppskatta hållfastheten, se bl.a. Hoek m.fl 2002. Utöver dessa finns ett stort antal andra system och kriterier för uppskattning av bergmassans hållfasthet, se bland andra Edelbro (2004) och Sheorey (1997).

**Andra typer av brott**

I de fall analyserade brottgeometrier består av en kombination av ovanstående brottyper kan linjär proportionering av säkerhetsfaktor och brotthållfasthet användas förutsatt att det kan visas att de olika delarna av brotten är kompatibla avseende förskjutningar och eventuella andra effekter.

**Referenser:**

- Bandis, S.C.; Lumsden, A.C.; Barton, N.R., (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 18, No. 1, pp. 1-21.
- Barton, N., (1973). A review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, Vol. 7, Nr. 4, pp. 287-332.
- Barton, N., (1974). A review of the shear strength of filled discontinuities in rock, Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 105, p. 38.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J., (1974). Analysis of rock mass quality and support in tunneling, Norwegian Geotechnical Institute, No. 54206, Oslo.
- Barton, N.; Choubey, V., (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, Vol. 10, pp. 1-54.
- Barton, N.; Bandis, S.C., (1982). Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock, 23rd U.S. Symp. on Rock Mech., pp. 739-760.
- Bieniawski, Z.T., (1976). Rock mass classification in rock engineering, Proc. of the symposium on Exploration for rock engineering, A.A. Balkema, Johannesburg, pp. 97-106.
- Bieniawski, Z.T., (1989). Engineering rock mass classification. John Wiley & Sons, New York, p. 521.
- Canadian Dam Association-CDA, (2002), Dam Safety Guidelines, .
- Canadian Electricity Association Technologies Inc., CEATI, (1998). Project 9331 G 2002, Sliding Resistance of Concrete Gravity Dams.
- Cornish, L.J.; Holder, C.W., (1991). Seven Mile Dam performance during reservoir raising. ICOLD, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Vienna, Q.66-R.31, pp. 555-580.
- Cornish, L.J.; Little, T.E; Hutchinson, B.J.; Imrie, A.S., (1994). Reassessing the shear resistance of three dam foundations having jointed bedded and sheared rock, ICOLD, 18<sup>th</sup> Congress of Large Dams, Durban, Q.68-R.21, pp. 275-299.
- Cunha, A.P., (1990). Scale effects in rock mechanics, In: Scale effects in rock masses, Balkema Rotterdam, Ed. Cunha, pp. 3-27.
- Donnelly, C. R.; S.J. Rigbey, (2005) Concept of Shear Resistance and practical Applications, *Dam engineering* Vol XVI, Issue 3.
- Douglas K J, (2002), The Shear Strength of Rock Masses, University of New South Wales
- Edelbro, C., (2004). Evaluation of rock mass strength. Lic. Thesis, Luleå University of Technology, Department of Environmental Engineering, Division of Rock Mechanics.
- Ekevärn, G., (1962), dammbrottet i Malpasset, undersökningskommissionens slutrapport, Vattenfall meddelande från BK



Electrical Power and Research Institute, EPRI, (1992). Uplift Pressures, Shear Strengths, and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams, Volume 1, Rapport nr: EPRI TR-100345.

EN 1990. Eurocode – Basis of structural design.

EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – General rules.

Fairhurst, C. (1964). On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 1, pp.535-546.

Fishman, Y.A., (2004). Shear resistance along rock mass discontinuities: results of large scale field tests, *Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 41, No. 6, pp. 1029-1034.

Hencher, S.R.; Richards, L.R. (1989). Laboratory Direct Shear Testing of Rock Discontinuities, *Ground Engineering*, pp. 24-31.

Hencher, S.R.; Toy, J.P.; Lumsden, A.C., (1993). Scale Dependent Shear Strength of Rock Joints, *Conference on Scale Effects in Rock Masses*, Ed. Pinto de Cunha, Balkema.

Hoek, E.; Wood, D.; Shah, S., (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symp. ISRM, Eurock 92*, pp. 209-214.

Hoek, E., (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, Vol. 2, No. 2, pp. 4-16.

Hoek, E.; Kaiser, P.K.; Bawden, W.F., (1995). Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam, Balkema.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B., (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> North American Rock Mechanics Symposium and 17<sup>th</sup> Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, July 7-10, University of Toronto*, pp. 267-271.

ICOLD (1974), *Lessons from Dam Incidents*

ICOLD, (1983), *Deterioration of Dams and Reservoirs*

ICOLD, (1995), *Dam Failure Statistical Analysis*

International Society for Rock Mechanics, ISRM, (1977). Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, *Committee on field tests, Document No. 4*.

ISRM, (1981). *Rock Characterization Testing & Monitoring, ISRM Suggested Methods*, Pergamon Press Ltd. p. 211.

Jeppson, J., (2003). Reliability-based assessment procedures for existing concrete structures. Division of Structural Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University.

Johansson, F., (2005). Stability analyses of large structures founded on rock – an introductory study, *Lic. Avhandling, Avd. Jord och Bergmekanik, Inst. För Byggetenskap, KTH*.

Svensk Energi, Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, avsnitt 3.3 *Betongdammar, tillämpningsvägledning, 2006-06-27*.

- Krauland, N.; Söder, P., (1989). Determination of pillar strength by full scale pillar tests in the Laiswall mine. Internal report Boliden.
- Ladanyi, B., Archambault, G. (1970). Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass, Proceedings of the 11<sup>th</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics, Vol. 7, pp.105-125.
- Lindfors, U.; Sjöberg, J.; Perman, F., (2003) Karaktärisering och klassificering av berg – underlag för projekteringshandbok. (Swedpower Rapport till Banverket, oktober 2003)
- Lo, K.Y.; Lukajic, B., Wang, S, Ogawa, T., Tsui, K.K. (1990), Evaluation of Parameters of Concrete Interface for Dam Safety Assessment, Dam Safety pp. 71-94.
- Lo, K.Y., Ogawa, B., Lukajic, B., Smith, G.F., Tang, J.H.K., (1991a). The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures, ICOLD, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Vienna, Q.65-R.53, pp.963-990.
- Lo, K.Y., Ogawa, B., Lukajic, B., and Dupak, D., (1991b). Measurements of Strength Parameters of Concrete-Rock Contact at the Dam-Foundation Interface, Geotechnical Testing Journal, Vol. 14, No. 4, pp. 383-394.
- Lo K.Y., Grass J.D., (1994), Recent Experience with Safety Assessment of Concrete Dams on Rock Foundations, Dam Safety PP. 231-250.
- McMahon, K, 1985 Some practical Considerations for the Estimation of Shear Strength of Joints and Other Discontinuities, Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock joints, pp. 475-485.
- Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2002), Retningslinje for betongdammer,.
- Papaliangas, T.T.; Hencher, S.R.; Lumsden, A.C., (1995). A comprehensive peak shear strength criterion for rock joints. 18<sup>th</sup> Int. Congress on Rock Mechanics, Tokyo, Japan, Volume 1, pp. 359-366.
- Papaliangas, T.; Lumsden, A.C.; Hencher, S.R., (1996). Prediction of in-situ shear strengths of rock joints, Eurock 96, Torino, Italy.
- Patton, F.D., (1966). Multiple modes of shear failure in rock and related material, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.
- Pratt, H.R.; Black, A.D.; Brace, W.F., (1974). Friction and deformation of jointed quartz diorite. Advances in Rock Mechanics, Vol IIa, Proceedings of the third congress of the ISRM, Denver.
- Rigbey, S.; Donnelly, C. R. (2007), Assessment of Shear Resistance for Blasted Rock Foundations, CDA Annual Conference in St.John´s.
- Rocscience Inc. (2005) RocLab, Version 1.020. Toronto Canada. Available online, URL:[www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
- Ruggeri G. (2004a), Sliding Safety of Existing Dams
- Ruggeri G. (2004b), Working Group on Uplift Pressure under Concrete Dams.
- Sheorey, P.R., (1997). Empirical Rock Failure Criteria. Central Mining Research, India, p. 176, Balkema.

Stille, H., Fredriksson, A., Groth, T., (1982). FEM-Analys av bergmekaniska problem med JOBFEM. BeFo Nr. 307:1/82.

Stille H., Larsson S., Johansson F. 2008, Några tankar om karakteristiska värden. Arbetsmaterial IEG, IVA's Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik. Stockholm

US Army Corps of Engineers (2005), Engineer Manual, Stability Analysis of Concrete Structure,

US Department of the Interior, (1980), Dams and Public Safety,

Westberg, M., (2007). Reliability-based evaluation of concrete dams. Division of structural engineering, Lund Institute of Technology, Lund University, Report TVBK-1033.

Vägverket, (2004), bronormen BRO 2004



# ELFORSK

SVENSKA ELFÖRETAGENS FORSKNINGS- OCH UTVECKLINGS - ELFORSK - AB  
Elforsk AB, 101 53 Stockholm. Besöksadress: Olof Palmes Gata 31  
Telefon: 08-677 2530. Telefax 08-677 2535  
[www.elforsk.se](http://www.elforsk.se)