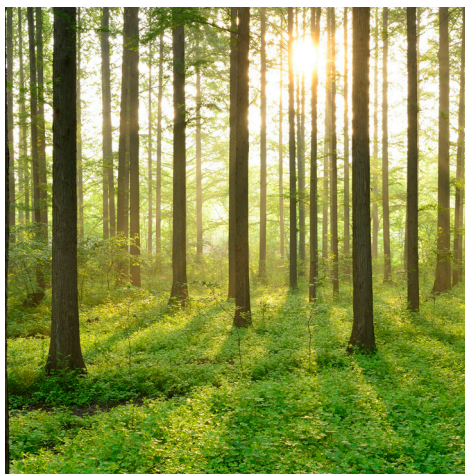


# BETONGDAMMARS BROTTFÖRLOPP

RAPPORT 2015:122





# **Betongdammars brottförlopp**

Litteraturstudie och utvecklingspotential

ERIK NORDSTRÖM

RICHARD MALM

FREDRIK JOHANSSON

PIERRE-LOUIS LIGIER

ØYVIND LIER

ISBN 978-91-7673-122-2 | © 2015 ENERGIFORSK

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: [kontakt@energiforsk.se](mailto:kontakt@energiforsk.se) | [www.energiforsk.se](http://www.energiforsk.se)



## Förord

Vid konsekvensklassificering av dammar och för beredskapsplanering är antaganden om brotthastighet och -utbredning i många fall avgörande.

I projektet görs en litteraturstudie för att kartlägga kunskapsläget om betongdammars brottförlopp och en analys görs med avseende på utvecklingspotential för att bättre kunna analysera brotthastighet och -utbredning. Studien föreslår fortsättningar och fördjupningar om t.ex. avancerad strukturell numerisk modellering av brottförlopp, känslighetsanalyser och grundläggningsförhållanden.

Uppdraget har utförts av Sweco Energuide AB och har ingått i Energiforsks dammsäkerhetstekniska utvecklingsarbete med medverkan från vattenkraftföretag och Svenska kraftnät.

Stockholm november 2015



Cristian Andersson

Energiforsk

---

## Sammanfattning

Vid konsekvensklassificering av betongdammar, eller dammbrottsimuleringar för beredskapsplanering, är antaganden om brottets utbredning och brotthastighet i många fall avgörande för resultaten. Kunskapen om brottmoder för betongdammar är relativt god men kunskapen om brottets möjliga storlek och dess utbredningshastighet är begränsad. Syftet med föreliggande förstudie är att kartlägga kunskapsläget och rekommendera ev. utvecklingsbehov.

Historiskt har många dammbrott uppstått under 1900-talets början och frekvensen har avtagit, men inte upphört helt. I många fall initierat av svagheter/brister med koppling till grundläggningen eller dammens kontakt med denna. Brotten har oftast varit glidbrott och få/inga rena stjälpbrott finns rapporterade. Förloppet har utvecklas under 10-60 min och omfattat relativt stora delar av dammens längd. Det svenska antagandet om att ca. två monoliter går till brott får anses relativt lite och till skillnad från andra länder.

Verktygen för strukturell numerisk modellering av brottförloppet finns att tillgå. Generellt verkar metoden med succesiv lastökning mest lovande. Valet av/simulering av randvillkor framförallt mot underlaget är avgörande för resultatet av simuleringarna och här finns utvecklingsbehov.

Flertalet metoder för att genomföra hydraulisk modellering av dammbrottets förlopp och konsekvens finns att tillgå. Generellt verkar sannolikhetsbaserad modellering ge en mer nyanserad bild av framförallt konsekvenserna nedströms.

Studien pekar på att ett ökat fokus på status och kunskap kring betongdammars grundläggningsförhållanden bör eftersträvas. T.ex. kan RIDAS rekommendationer om instrumentering av betongdammar vara tydligare när det gäller övervakning av upptryck och ev. rörelser i svaghetsplan.

För stabilitetsdimensionering bör det utredas vidare vilken säkerhetsnivå som är lämplig för stjälpbrott.

Det bör utredas vilken skillnad brottförloppets utveckling har för utvecklingen av ett flöde i samband med dammbrott. På samma sätt bör man överväga att anta att fler monoliter går till brott samtidigt och även inkludera en hänsyn till dammens totala längd.

För att skapa riktlinjer för simulering av dammbrottets utveckling för betongdammar rekommenderas att vidare studier genomförs med lastökningskonceptet som bas och studier av lämpligaste sätt att modellera dammens anslutning mot berget.

För att öka kännedomen till vad en hydraulisk dammbrottsanalys med en kombinerad felmodsanalys och Monte Carlo-simulering skulle innebära i Sverige bör metoden tillämpas vid dammbrottmodellering av en större damm.

---

## Summary

In consequence classification of concrete dams, or in dam breach simulations for emergency preparedness studies, the assumptions on the width of the failure and the rate of development of the breach is essential for the results. The knowledge on failure modes for concrete dams is good but the knowledge on the width and failure rate is more limited. The current study is supposed to map the knowledge level and recommend further studies.

Historically many failures have occurred in the early 1900:s and the frequency has decrease but not ceased completely. Many failures was initiated by weaknesses with connection to the foundation or the interface to the dam. Most failures are sliding failures and no cases with overturning has been documented. The failure has developed during 10-60 minutes containing relatively large parts of the dam length. The Swedish assumption that only two monoliths fail has to be considered small in comparison to other countries.

The tools for structural numerical modelling are available. Generally the method to increase the load is most promising. The selection of boundary conditions, especially in connection to the foundation are crucial for the results of the simulations, and here there are needs for further studies.

Several methods for hydraulical modelling of the dam failure and it's downstream consequence are available. Generally the probabilistic modelling seems to give a more detailed picture.

The results from the study points to a need for increased focus on the status and knowledge regarding the foundation of concrete dams. E.g. can the RIDAS guidelines regarding monitoring of concrete dams and their foundation be more precise about the level of uplift and movement monitoring.

For stability calculations it should be investigated if the current level of overturning stability is the correct one or if it should be adjusted.

It should be investigated further wich impact different developments of the dam failure has on the flood when a dam failure occurs. In the same manner it should be considered to include more monoliths in the failure as standard and also take the dam length into consideration.

To be able to create guidelines for simulation of dam-breach-development for concrete dams it is recommended to further study the load increace concept and the selection of boundary conditions.

To increase the knowledge of the impact of using a combined failure mode analysis and Monte-Carlo simulation it should be tested on a typical Swedish dam.

---

# Innehåll

|          |                                                                                       |           |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>Inledning</b>                                                                      | <b>1</b>  |
| 1.1      | Bakgrund .....                                                                        | 1         |
| 1.2      | Syfte .....                                                                           | 1         |
| 1.3      | Begränsningar .....                                                                   | 1         |
| <b>2</b> | <b>Litteraturstudie</b>                                                               | <b>2</b>  |
| 2.1      | Dammbestånd .....                                                                     | 2         |
| 2.2      | Hot- och felmoder .....                                                               | 3         |
| 2.3      | Rapporterade dammbrott .....                                                          | 4         |
| 2.3.1    | ICOLD – Bulletin 99 (1995).....                                                       | 4         |
| 2.3.2    | Douglas – The shear strength of rock masses (2002).....                               | 4         |
| 2.3.3    | Vogel, A. – Concrete Dam Failures in Europe (1980).....                               | 5         |
| 2.3.4    | Broberg, L & Thorwid, M. – Evaluation of Failure Modes for Concrete Dams (2015).....  | 8         |
| 2.4      | Praxis och normer i olika länder.....                                                 | 10        |
| 2.5      | Faktorer som påverkar brottets initiering, utveckling och förlopp i dammkroppen ..... | 11        |
| 2.5.1    | Inledning .....                                                                       | 11        |
| 2.5.2    | Påverkan av dammens ålder .....                                                       | 12        |
| 2.5.3    | Principiell skillnad mellan gravitations- och lamelldammar .....                      | 13        |
| 2.5.4    | Dammkropp .....                                                                       | 14        |
| 2.5.5    | Undergrund .....                                                                      | 14        |
| 2.5.6    | Övriga faktorer .....                                                                 | 16        |
| <b>3</b> | <b>Framtida möjligheter till förfinad modellering av dammbrott</b>                    | <b>18</b> |
| 3.1      | Mekanisk modellering.....                                                             | 18        |
| 3.1.1    | Fallstudie: Storfinnforsens lamelldamm .....                                          | 21        |
| 3.1.2    | Fallstudie: Granfors lamelldamm .....                                                 | 23        |
| 3.2      | Hydraulisk modellering.....                                                           | 25        |
| 3.2.1    | Inledning .....                                                                       | 25        |
| 3.2.2    | Uppskattning av dammbrottshydrograf.....                                              | 25        |
| 3.2.3    | Modellering av översvämningsutbredning och beskrivning av konsekvenser .....          | 27        |
| 3.2.4    | Osäkerhet och modellens globala noggrannhet .....                                     | 30        |
| 3.3      | Fysiska modellförsök.....                                                             | 35        |
| 3.3.1    | Mekaniska.....                                                                        | 35        |
| 3.3.2    | Hydrauliska .....                                                                     | 41        |
| <b>4</b> | <b>Slutsatser</b>                                                                     | <b>42</b> |
| <b>5</b> | <b>Rekommendationer</b>                                                               | <b>43</b> |
| <b>6</b> | <b>Referenser</b>                                                                     | <b>44</b> |



---

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

I samband med konsekvensklassificering av betongdammar, eller dammbrottsimuleringar för beredskapsplanering, är antaganden om brottets utbredning och brotthastighet i många fall avgörande för resultaten. Vid analys av instrumenteringsbehov skulle ytterligare kunskap kring brottförloppet ge vägledning om vad som är viktigt att övervaka för att få tidiga indikationer och vidta åtgärder. Även om kunskapen om möjliga brottmoder för betongdammar är relativt god är kunskapen om brottets möjliga storlek och dess utbredningshastighet begränsad. Brottets bredd är sannolikt ett resultat av flera samverkande faktorer såsom dammtyp, dammhöjd, antal monoliter, magasinsvolym och grundläggningsförhållanden.

ICOLD (1995) nämner exempelvis att brottet i betongdammar normalt brukar antas utgöras av 1 till 2 monoliter, men att brottet kan vara större då de flesta rapporterade fall orsakat brott som varit 100 m stora. I de norska "Retningslinjer för dambruuddsbølgeberegninger" anges exempelvis för gravitationsdammar att ett momentant brott ska antas i de tre monoliter som ger störst maximal vattenföring i samband med ett dammbrott. Skillnaden i dammbrottsflöde mellan ett brott i en monolit eller ett brott i tre monoliter är betydande och stora osäkerheter existerar kring antaganden rörande dammbrott i betongdammar. Bräschens utvecklingstid har också en stor påverkan på brottsflödet.

Med hänsyn till de stora skillnader i flöde som olika dammbrottsantaganden kan resultera i är det önskvärt att kunna uppskatta förväntade dammbrottsflöden med en mer nyanserad metodik. För att skapa en plattform för utveckling på området, har föreliggande studie genomförts med finansiering från Elforsk.

## 1.2 Syfte

Syftet med föreliggande förstudie är att lägga basen till ökad förståelse kring betongdammars brottmekanismer, speciellt med avseende på antalet monoliter som kan gå till brott för olika dammtyper vid olika grundläggningsförhållanden. Vidare är fokus att analysera framkomliga vägar gällande metodiker för bestämning av brottets utbredning och hastighet. Resultatet från förstudien ska också omfatta rekommendationer för fortsatt arbete på området.

## 1.3 Begränsningar

För valvdammar antas oftast att hela dammen går till brott momentant och denna dammtyp har därför huvudsakligen inte beaktats i denna rapport. I avsnitt 3.4 beskrivs dock ett antal fysiska modellförsök på just valvdammar som kan vara av allmänintresse även för andra betongdammstyper.

Endast naturliga brottmoder beaktas i denna rapport. Människoskapade situationer så som sabotage ligger utanför syftet.

---

## 2 Litteraturstudie

### 2.1 Dammbestånd

Ur ICOLDS databaser World Register of Dams kan data på befintliga dammar extraheras. I tabell 1. nedan redovisas ett utsnitt på fördelningen av betongdammstyper (endast höga dammar, >15m) mellan olika länder. Utdraget är av okänt datum, men eftersom Jugoslavien finns listat är det sannolikt från före 1990.

*Tabell 1      Betongdammsbestånd – ICOLD*

| Country       | Gravity     | Arch       | Buttress   | Multi-arch | Total       |
|---------------|-------------|------------|------------|------------|-------------|
| Algeria       | 5           | 1          |            | 4          | 10          |
| Australia     | 69          | 39         | 10         | 3          | 121         |
| Austria       | 23          | 15         |            |            | 38          |
| Brazil        | 86          | 3          | 9          | 4          | 102         |
| Canada        | 190         | 6          | 19         | 2          | 217         |
| France        | 130         | 85         | 11         | 12         | 238         |
| Great Britain | 95          | 11         | 14         | 1          | 121         |
| India         | 146         |            |            |            | 146         |
| Italy         | 208         | 65         | 24         | 8          | 30          |
| Japan         | 536         | 44         | 17         | 3          | 600         |
| Mexico        | 101         | 6          | 3          | 1          | 111         |
| Morocco       | 11          | 4          |            |            | 15          |
| Norway        | 23          | 38         | 42         | 3          | 109         |
| New Zealand   | 13          | 19         | 2          |            | 34          |
| Portugal      | 27          | 19         | 4          | 1          | 51          |
| South Africa  | 95          | 59         | 7          | 15         | 176         |
| Spain         | 546         | 30         | 23         | 4          | 603         |
| Sweden        | 12          | 5          | 27         |            | 44          |
| Switzerland   | 51          | 48         | 3          |            | 102         |
| Turkey        | 12          | 1          | 1          |            | 14          |
| USA           | 717         | 169        | 46         | 25         | 957         |
| Yugoslavia    | 30          | 19         | 1          | 4          | 54          |
| <b>Summa</b>  | <b>3126</b> | <b>686</b> | <b>263</b> | <b>90</b>  | <b>3893</b> |

## 2.2 Hot- och felmoder

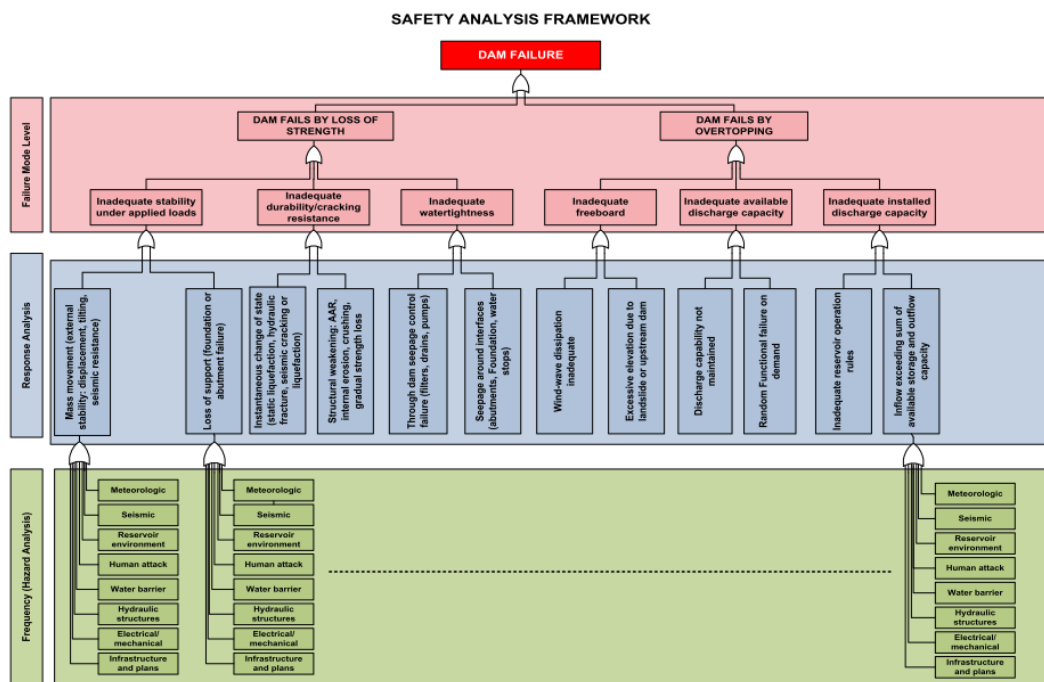
Stöd i valet av hot och felmoder för att analysera dammar, och som stöd vid förvaltning av dammar ur dammsäkerhetsperspektiv, går att hitta i ICOLD Bulletin 154 (2012). I figur 1 så redovisas en översiktsbild för hot- och felmoder ur ICOLD (2012).

För betongdammarna och intagsbyggnad är de primära hoten mot förlust av den dämmande förmågan:

- Otillräcklig stabilitet under rådande laster
- Otillräcklig bärförmåga p.g.a. nedbrytning eller sprickbildning
- Otillräcklig täthet

De hot som identifierats för dammar kan också indelas i interna och externa. Externa hot kan t.ex. vara flöde, jordbävning, skred i magasin och mänskliga faktorn. De interna hoten kan t.ex. vara designfel, byggfel och eftersatt underhåll.

Se vidare i avsnitt 2.5 vilka parametrar som påverkar och initierar felmoder på betongdammarna.



Figur 1 Hot- och felmoder mot dammbrott enl. ICOLD, Bulletin 154 (2012)

---

## 2.3 Rapporterade dammbrott

Vid olika tillfällen och med delvis olika inriktning har sammanställningar över inträffade dammbrott genomförts. Nedan redovisas några av de som haft fokus på betong- och murverksdammar.

### 2.3.1 ICOLD – Bulletin 99 (1995)

I ICOLD:s bulletin 99 (1995) "*Dam failures, statistical analysis*" presenteras en sammanställning av en enkätförfrågan bland medlemsländerna. I bulletinen redovisas ca. 33 dammbrott på betong- och murverksdammar. Notervärt är att inga kinesiska dammar finns med i underlaget.

För att tydliggöra definitionen av vad som är ett dammbrott så beskrivs dammbrottet fritt översatt som:

*"Kollaps eller rörelser av en del av en damm eller dess grundläggning så att den inte längre kan dämna vatten. Generellt så resulterar ett brott i att stora volymer vatten frigörs vilket skapar en risk för människor och egendom nedströms"*

Statistiken pekar på att av de betong- och murverksdammar som har gått till brott utgörs 26 av 33 (79%) utav dammar som är byggda före 1930. En fjärdedel av dammarna gick till brott efter/vid första uppfyllningen och en fjärdedel inom 5 år efter uppförandet.

De brottorsaker som enl. tillgänglig statistik är vanligast är kopplade till grundläggningsproblem med antingen inre erosion eller skjuvbrott (glidning) i grundläggningen. För murverksdammar verkar den vanligaste brottorsaken vara överrinning följt av inre erosion i grundläggningen.

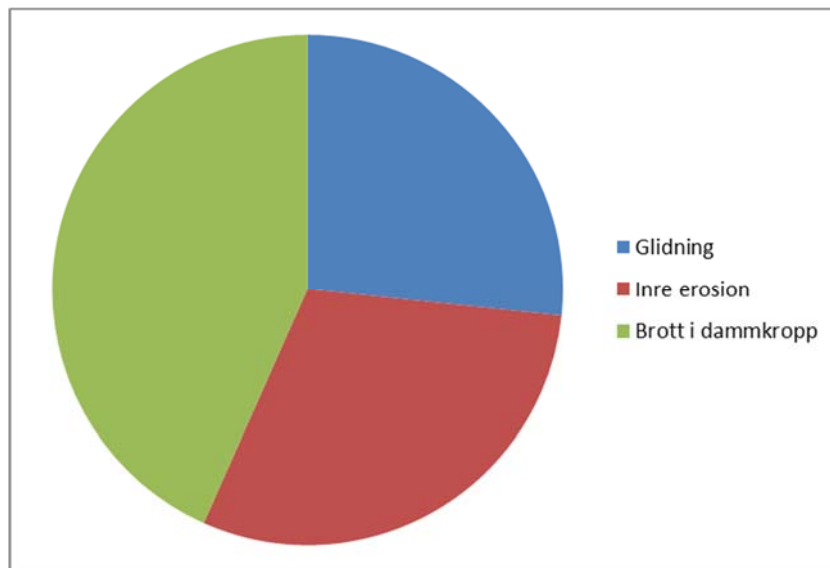
Där kringkonstruktioner anses vara anledningen till dammbrott så är den vanligaste otillräcklig avbördningskapacitet.

### 2.3.2 Douglas – The shear strength of rock masses (2002)

I en tidigare Elforskstudie (Gustafsson & al., 2008) som syftade till att studera modellering av betongdammars glidstabilitet och utveckla nya riktlinjer sammanfattas en del dammbrottserfarenheter. Bland annat refereras en omfattande studie av Douglas (2002) som rapporterar 46 fall av brott i betong- och murverksdammar där brottorsaker analyserats.

I studien av Douglas (2002) har en indelning i brottsätten *glidning*, *inre erosion* och *brott i dammkroppen* gjorts. De två första brottsätten kopplar till brott i undergrunden eller i kontakten mellan betong och undergrund.

I Figur 2 nedan redovisas en fördelning av vilket brottsätt som konstaterats för de 30 betongdammar där brottsättet definierats. Som framgår är mer än hälften av dammbrotten relaterade till grundläggningsproblem.



*Figur 2 Fördelning mellan brotsätt för 30 rapporterade betongdammsbrott (efter Douglas (2002))*

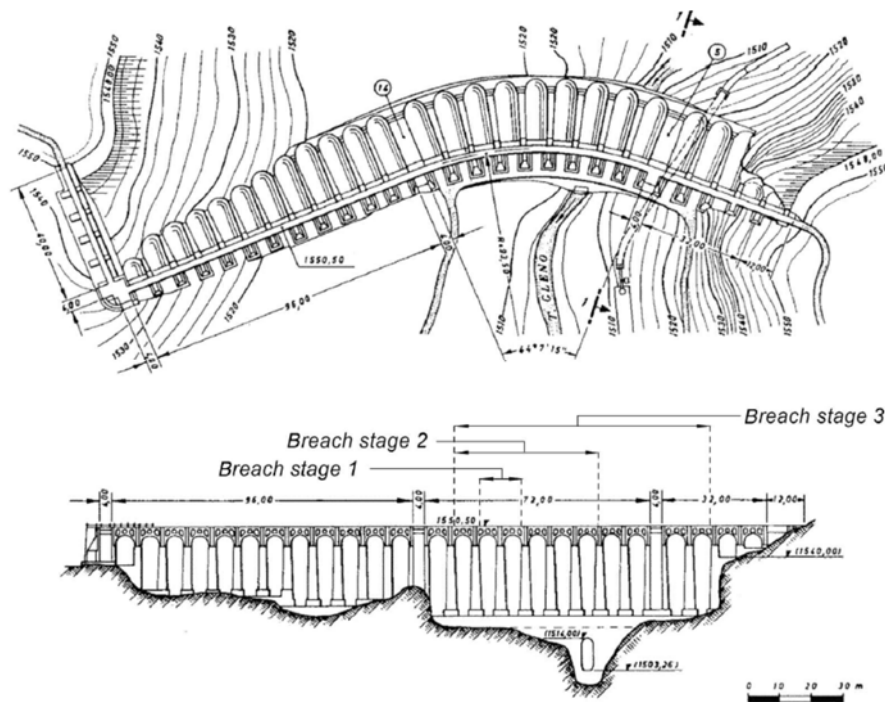
### 2.3.3 Vogel, A. – Concrete Dam Failures in Europe (1980)

En sammanställning av rapporterade dammbrott på betong- och murverksdammar redovisas i en film av Alexis Vogel (1980). Ett dussin dammbrott med så gamla referenser som 1802 finns redovisade i filmen (Puentes Dam). Övriga dammbrott som rapporteras i filmen redovisas i tabell 2. nedan.

Generellt kan grundläggningsproblem och inre erosion i grundläggningen vara en vanlig orsak. Vidare är också extremhändelser med högre flöden än vad den tillgängliga avbördningskapaciteten tillåter och rena konstruktionsfel eller för låga betongkvaliteter vanliga orsaker till dammbrott.

Under kriget bombades ett antal dammanläggningar av betong där det förutom ett utflöde i flera fall konstaterades att man inte erhöll ett totalt dammbrott utan bara en öppning i dammkroppen.

Ett av de mer väldokumenterade brottförloppen på en betongdamm i Europa är dammbrottet i Gleno, Italien 1923. Anledningen till att förloppet är välkänt är att dammvakten befann sig nedströms om dammen. Historien fram till dammbrottet är märklig på många sätt, men huvudorsaken till dammbrottet står att finna i undermålig betong- och armeringskvalitet i kombination med olycklig grundläggning med en murverksdamm i botten på högsta delen. Dammbrottet uppstod ca. 40 dygn efter första uppfyllningen. I Figur 3 visas hur dammbrottet utvecklades under ca. 15 min. Initieellt gick en pelare till brott genom glidning varpå två valv kollapsade (stage 1). Bredden på öppningen var 14 m och enl. uppgift var vattennivån ca. 38 m i magasinet. Kort efter vidgades brottet till 6 valv och en bredd av 48 m. Slutligen gick ytterligare några valv så att öppningen blev 11 valv och gav en öppning om 80 m i dammkroppen.



Figur 3 Dammbrottsförlopp. Gleno dam, Italien (efter Pilotti & al (2011))

*Tabell 2      Rapporterade betongdammsbrott enligt Vogel (1980)*

| <b>Namn</b>   | <b>Land</b> | <b>Dammtyp</b>                        | <b>Färdig-<br/>ställd år</b> | <b>Brott-<br/>år</b> | <b>Brottorsak</b>                                                            | <b>Brottstrl</b>     |
|---------------|-------------|---------------------------------------|------------------------------|----------------------|------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| Gasco         | Spain       | Murverk                               | -                            | 1799                 | Odd design, and heavy rainfall, overtopping                                  | -                    |
| Puentes       | Spain       | -                                     | 1785                         | 1802                 | Poor design, flood, bottom outlet                                            |                      |
| Bouzey        | France      | Murverk<br>H= 20m<br>L= 528m          | 1882                         | 1895                 | Stjälpling (partiell). Sprickor, urlakning och designfel                     | 10*183 m             |
| Gleno         | Italien     | Serie-valvdamm<br>H= 46 m<br>L= 220 m | 1923                         | 1923                 | Erosion i underground, glidning                                              | H= 46 m<br>L= 80 m   |
| Eigiau        | England     | Massivdamm<br>H= 10.5 m<br>L= 990 m   | 1911                         | 1925                 | Inre erosion i grundläggning, låg kvalitet på betong.                        | H= 10.5 m<br>L= 21 m |
| Sella Zerbino | Italien     | Massivdamm<br>H= 14 m<br>L= 110 m     | 1925                         | 1935                 | Överströmning i 1h, erosion i dammtån. Undermålig grundläggning. Stjälpling. |                      |
| Vega de Tera  | Spanien     | Lamelldamm                            | 1957                         | 1959                 | Undermålig hållfasthet i betong. Brott i dammkropp                           |                      |
| Mal-passet    | Frankrike   | Valvdamm                              | 1954                         | 1959                 | Svaghetszon i grundläggningen. Brott i dammkropp.                            |                      |
| Rutte         | Italien     | Serie-valvdamm                        | 1952                         | 1965                 | Inre erosion i grundläggningen. Tre monoliter gick till brott                |                      |

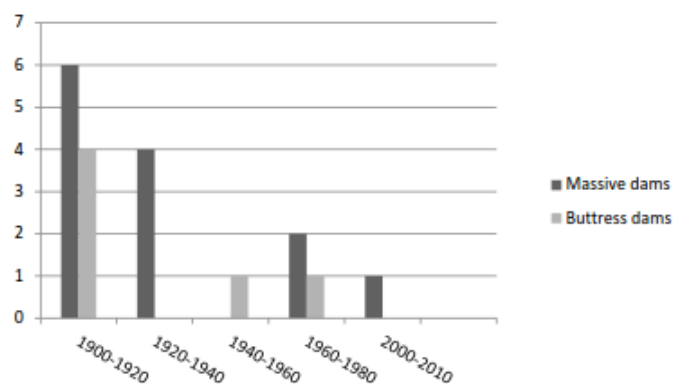
### 2.3.4 Broberg, L & Thorwid, M. – Evaluation of Failure Modes for Concrete Dams (2015)

Sammanställningen av dammbrott på betongdammar och utvärdering av dess felmoder rapporteras i ett examensarbete av Broberg & Thorwid (2015). Studien omfattar 19 dammbrott varav 12 utgörs av massivdammar, 1 utskovsdamm och 6 lamelldammar. I Figur 4 presenteras en tabell över de dammar som studien omfattar.

| <i>Dam name</i>                                  | <i>Country</i> | <i>Dam type</i> | <i>Height over lowest foundation</i> | <i>Year commissioned</i> | <i>Year of failure</i> |
|--------------------------------------------------|----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| Bayless <sup>1</sup>                             | USA            | Massive         | 17                                   | 1909                     | 1910(1911)             |
| Camara <sup>2</sup>                              | Brazil         | Massive         | 50                                   | 2002                     | 2004                   |
| Eigiau <sup>3</sup>                              | GB             | Massive         | 10                                   | 1911                     | 1925                   |
| Elwha river <sup>1</sup><br>(hydro-power)        | USA            | Massive         | 51                                   | 1912                     | 1912                   |
| High Falls <sup>6</sup>                          | USA            | Massive         | 9                                    | 1910                     | 1999                   |
| Marquette no 3 <sup>6</sup>                      | USA            | Massive         | 10                                   | 1924                     | 2003                   |
| Shih-Kang dam <sup>5</sup><br>(gravity spillway) | Taiwan         | Massive         | 22                                   | 1977                     | 1999                   |
| St Francis <sup>1</sup>                          | USA            | Massive         | 62                                   | 1926                     | 1928                   |
| Torrejon-Tajo <sup>1</sup>                       | Spain          | Massive         | 62                                   | 1967                     | 1965                   |
| Upriver dam <sup>6</sup>                         | USA            | Massive         | 12                                   | 1937                     | 1986                   |
| Warrensburg <sup>6</sup>                         | USA            | Massive         | 8                                    | 1909                     | 1976                   |
| Xuriguera <sup>1</sup>                           | Spain          | Massive         | 42                                   | 1902                     | 1944                   |
| Zerbino <sup>4</sup>                             | Italy          | Massive         | 16                                   | 1925                     | 1935                   |
| Ashley <sup>1</sup>                              | USA            | Buttress        | 18                                   | 1908                     | 1909                   |
| Cascade lake dam <sup>8</sup>                    | USA            | Buttress        | 5                                    | 1908                     | 1982                   |
| Komoro <sup>1</sup>                              | Japan          | Buttress        | 16                                   | 1927                     | 1928                   |
| Morris Sheppard <sup>7</sup>                     | USA            | Buttress        | 58                                   | 1941                     | 1986                   |
| Overholser <sup>1</sup>                          | USA            | Buttress        | 17                                   | 1920                     | 1923                   |
| Stony creek <sup>1</sup>                         | USA            | Buttress        | 21                                   | 1913                     | 1914                   |

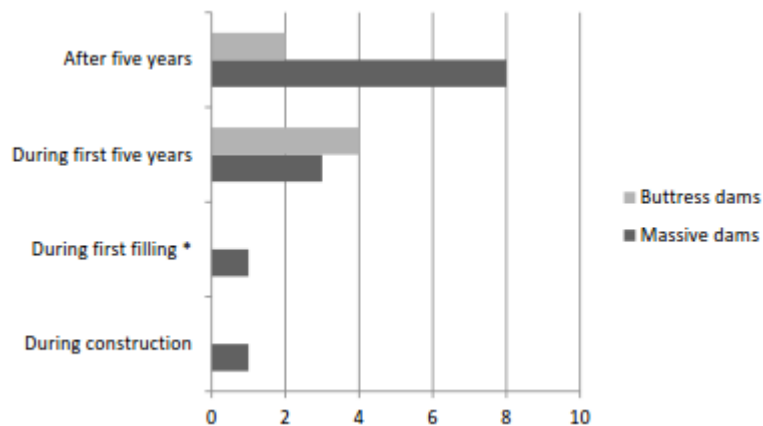
Figur 4 Rapporterade dammbrott på massiv och lamelldammar ur Broberg & Thorwid (2015)

En sammanställning över parametrarna dammtyp, år för brottet och antal år efter uppförandet redovisas i Figur 5 och Figur 6 nedan. Figuren visar i linje med tidigare undersökningar att främst de äldre dammarna har gått till brott (före 1940), men inte lika tydligt att huvuddelen gått till brott före 5 års drift.



Figur 5 Idrifttagningsår för betongdammar som gått till brott (ur Broberg & Thorwid (2015)).



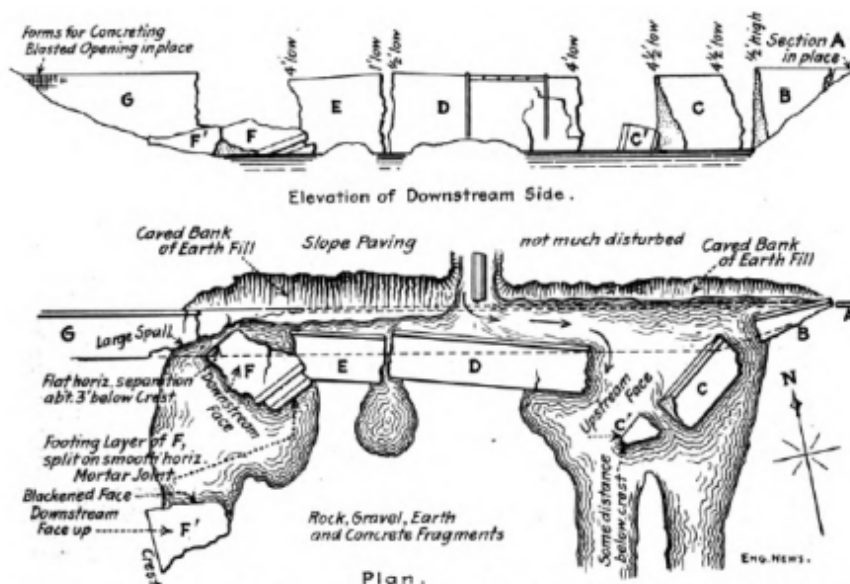


Figur 6 Tid till brott för betongdammar (ur Broberg & Thorwid (2015))

I huvuddelen av fallen studien beskriver härrör brottorsaken på något sätt till grundläggningsproblem av olika slag. Dåliga grundundersökningar, felaktig design eller brister i utförandet av förstärkning och tätning av undergrunden är vanliga orsaker. Brottförloppet i de studerade fallen var vanligtvis glidning eller erosion i undergrunden följt av glidning/brott i dammkroppen. Inga rapporterade fall av stjälpning som initieellt brottförlopp har hittats.

När det gäller tiden för själva brottförloppet så är det även i denna studie begränsat dokumenterat, men spannet i de rapporterade fallen är 10-60 minuter för det totala brottet att utvecklas (inte bara sprickbildning och läckage, utan helt dammbrott).

För de mer väldokumenterade fallen så har storleken på brottet utgjorts av flertalet monoliter och vanligen en större del av dammen. Se t.ex. figur 7.



Figur 7 Bayless damm. Dammdelars position efter dammbrottet. (ur Broberg & Thorwid (2015))

## 2.4 Praxis och normer i olika länder

I dag är vanlig praxis inom dammbrott att man modellerar brotten med ett binärt, mekaniskt förlopp. Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE (2009) rekommenderar att bräschens omfattar tre monoliter vid dammbrott i lamelldammar och att brottet sker momentant.

I USA finns olika praxis, men det mesta bygger på brottparametrar med tid för brottformation och brottgeometri. **Fel! Hittar inte referenskälla..** I tabell 3 redovisas några olika sätt att anta hur lång tid det tar för ett dammbrott att utvecklas samt hur stor bräschbredd som ska antas. Konsekvensen av antagandena exemplifieras med en typdamm. För valvdammar antas oftast hela dammen gå till brott momentant.

Tabell 3 Dammbrottsparameter i befintliga riktlinjer.

| Modell/<br>Utvecklare                             | Bräschbredd                                                              | Tid för<br>bräschformation<br>(timmar) | Ex.<br>bräschformation<br>(timmar);<br>H=20 m |
|---------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------|
| NVE (1971)                                        | Tre monoliter (minst)                                                    | Momentant                              | 0                                             |
| Lower Mississippi<br>River Forecast<br>Center (?) | Dammlängd / 3                                                            | Dammhöjd <sup>0,5</sup>                | 5                                             |
| DAMCAT (NOAA)<br>(NWS, 2003)                      | Dammlängd / 2                                                            | Dammhöjd / 2                           | 10                                            |
| SMPDBK<br>(NWS, 1991))                            | Dammhöjd x 5                                                             | Dammhöjd / 40                          | 0,5                                           |
| ANCOLD (?)                                        | Initial: ingen<br>Intermediärt: 30% av monoliter<br>Fullt utvecklat: FMA | Okänt                                  | -                                             |
| Frankrike                                         | Bedöms utifrån platsspecifika<br>förhållanden.                           | Momentant eller<br>variabel.           | 0                                             |
| ICOLD (1998)                                      | Obestämd.                                                                | 0,01 till 0,05<br>timmar.              | 0,01-0,05                                     |
| Schweiz<br>(BFE, 2014)                            | Hela dammen                                                              | Momentatn                              | Momentant                                     |

## 2.5 Faktorer som påverkar brottets initiering, utveckling och förlopp i dammkroppen

### 2.5.1 Inledning

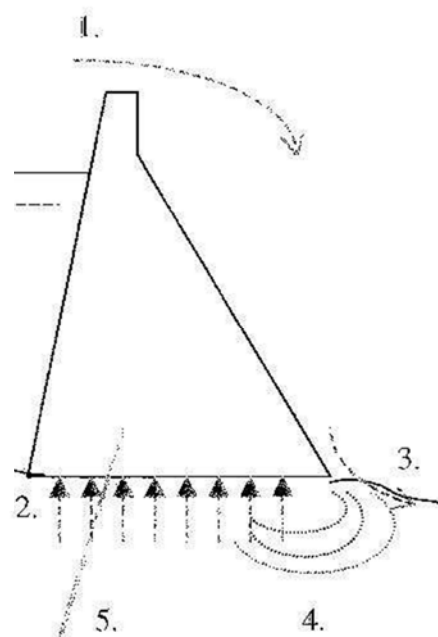
Tidigare rapporterade dammbrott har visat att flera faktorer påverkar brottets initiering, utveckling och förlopp i dammkroppen, så som typ av damm och dess utformning, dess ålder, grundläggningsförhållanden och ett antal övriga faktorer.

I följande kapitel har vi delat in dessa faktorer i fyra olika grupper:

- Påverkan av dammens ålder.
- Principiell skillnad mellan gravitations- och lamelldammar.
- Dammkropp.
- Undergrund.
- Övriga faktorer.

Syftet med sammanställningen är att sammanfatta de parametrar som kan vara av betydelse för bräschens initiering, utveckling och förlopp i en betongdamm.

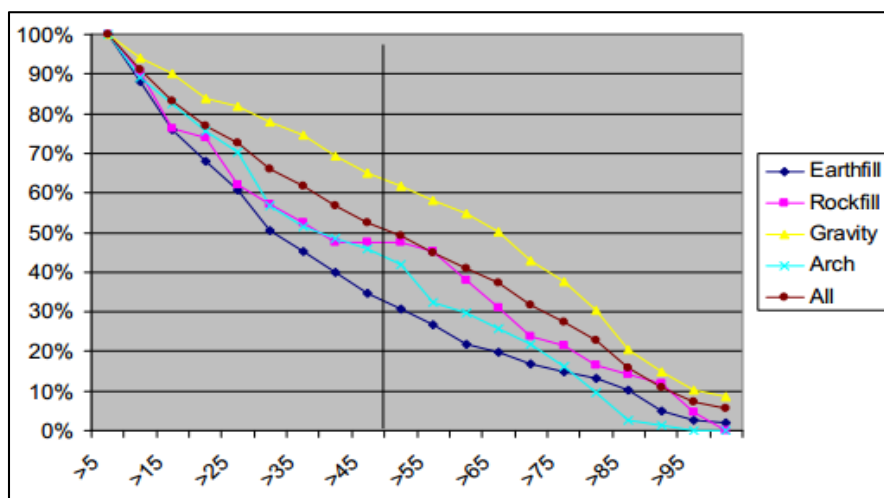
1. Overtopping
2. Increasing up-lift pressure
3. Erosion in downstream toe
4. Failure in bedrock
5. Anchors
6. Joints (lift or contraction)
7. Degradation (leaching)



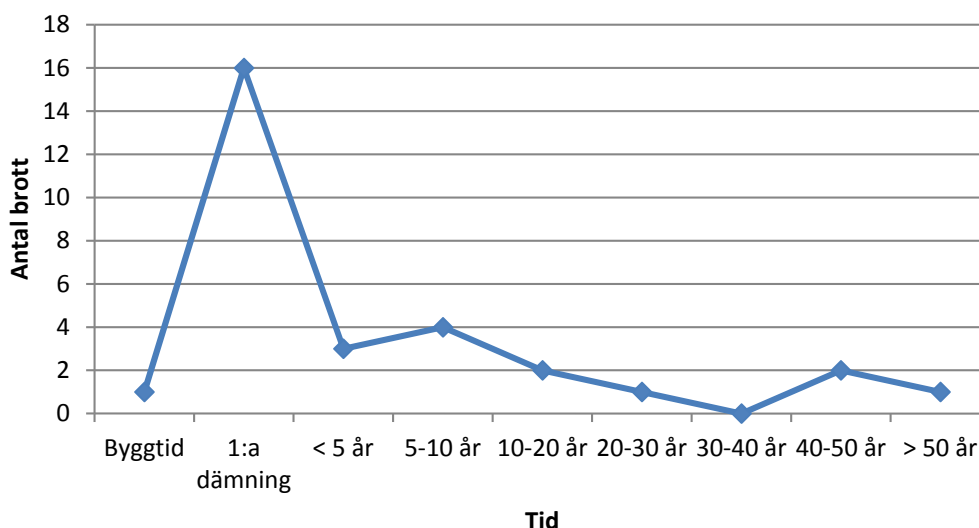
*Figur 8 Riskfaktorer och svaghetspunkter för betongdammar*

### 2.5.2 Påverkan av dammens ålder

Gravitationsdammar utmärker sig med att de, till skillnad från fyllningsdammar har en nästan linjär chans för en allvarlig skada oberoende av ålder. Om man förutsätter att en damm har en funktionstid på 100 år ger statistiken att man vid 50 års ålder redan sett 2/3 av incidenterna för en jordfyllningsdamm, medan en gravitationsdamm bara har sett 1/3 (se Figur 9). Statistiken kan tolkas som att betongdammar fram tills idag inte varit lika ålderskänsliga som jord- och stenfyllningsdammar. Orsaken dammincidenten framgår dock inte för de olika dammtyperna och känslighet för överspolning, seismisk aktivitet etc. kan också ha påverkat. Att svagheter och fel avslöjas tidigt i dammens ålder framgår av Figur 10.



Figur 9 Andel av dammincidenter som inträffar vid en ålder större än, efter dammtyp. USSD (2009).

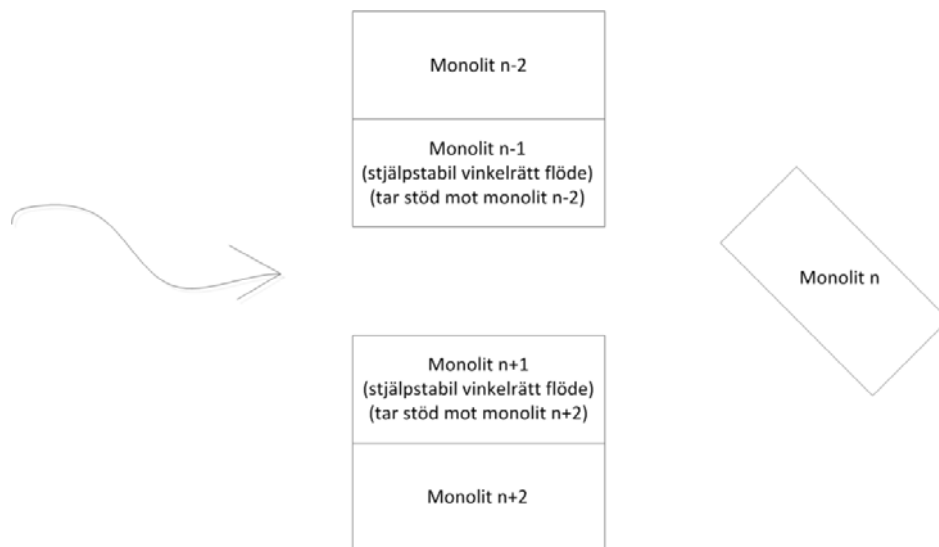


Figur 10 Fördelning i tid efter byggtid till brott efter Douglas (2002).

### 2.5.3 Principiell skillnad mellan gravitations- och lamelldammar

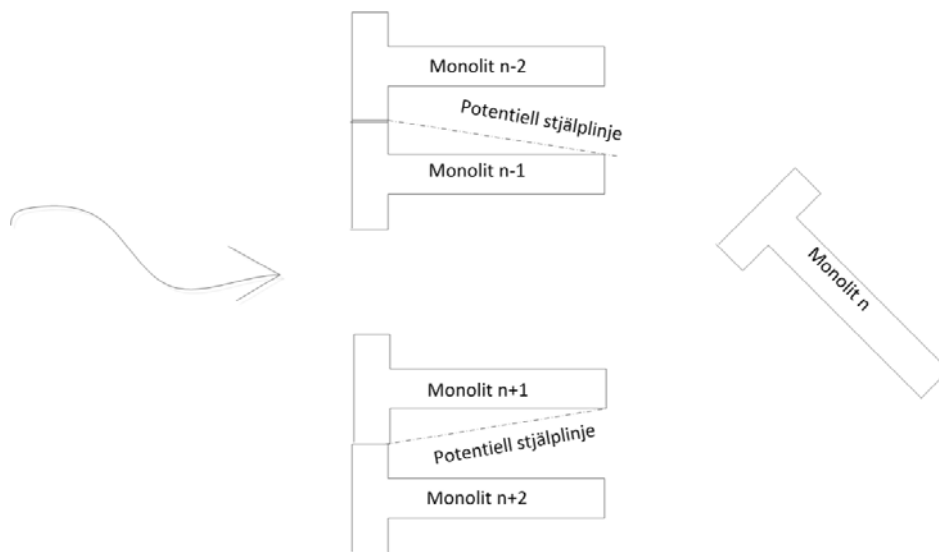
I samband med ett brott i en enskild monolit är det sannolikt att risken för ett progressivt fortgående brott i dammen skiljer sig åt mellan en damm som består av gravitationsmonoliter och en damm som består av lamellmonoliter. Orsaken till detta är att dessa typer av monoliter kan förväntas ha olika sidostabiliteter med avseende på stjälpning.

Vid dammbrottet kommer sidan på monoliten att utsättas för ett ensidigt vattentryck. En gravitationsmonolit kan lättare ta stöd mot närliggande monoliter jämfört med en lamellmonolit, se Figur 11.



*Figur 11 Principiell plan över betongdamm med gravitationsmonoliter. Monolit n har gått till brott och närliggande monoliter stötts i sidled.*

Lamellmonoliten är emellertid fri att stjälpas längs en rotationslinje från sidan av frontskivan till bakre kanten av stödskivan. Risken för ett fortgående progressivt brott bedöms därför vara större i en lamelldamm jämfört med en gravitationsdamm, se Figur 12.



*Figur 12 Principiell plan över lamelldamm. Monolit n har gått till brott och stjälpning är potentiellt möjlig längs punktstreckad linje.*

#### 2.5.4 Dammkropp

Inre svagheter i dammkroppen påverkar i första hand var brottet initieras. Däremot kan monoliternas utformning enligt ovanstående resonemang påverka den slutliga bräschbredden.

Nedan listas några faktorer som påverkar risken för inre svagheter:

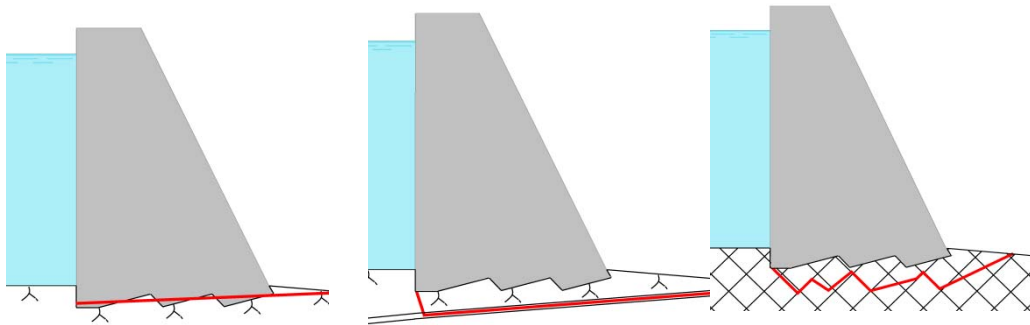
- Låg hållfasthet i betong på grund av nedbrytningsmekanismer.
- Sprickor på grund av inre och/eller yttre spänningar. Sprickorna uppkomst påverkas av monolitens geometri samt påverkande laster.
- Gjutfogar i betongdammar är en potentiell svaghetszon. Om arbeten är rätt utförda med god preparering mellan t.ex. två gjutetapper och fullvärdig installation av tätband och preparering av förtagningar bör en fullgod samverkan erhållas. Det är dock inte helt ovanligt att man ser uppsprickning och läckage i samma läge som en uppenbar gjutfog. Läckage förekommer också vilket pekar på även undermålig installation av tätband. Det finns inga detaljerade rapporter från dammbrott att just gjutfogar skulle vara en källa till stora problem med dammbrott som följd, men faktum att sprickor ofta slår upp i gjutfogar och på så sätt riskerar ge ett icke-monolitiskt beteende på t.ex. en dammpelare bör utgöra en potentiell risk. Kraftöverförande armering bör säkerställa att risken är minimal, men i konstruktioner med t.ex. expansion p.g.a. frost eller ASR kvarstår risken.

#### 2.5.5 Undergrund

Ett brott i undergrunden initieras för den brottmod med lägst hållfasthet. Vid grundläggning på berg skiljer man normalt på tre olika typer av brott i undergrunden (Gustafsson et al. 2008):

- Brott i kontaktytan mellan berg och betong.
- Brott längs genomgående sprickplan eller andra typer av svaghetsplan i berggrunden.
- Brott genom bergmassa/allmänt bärighetsbrott.

Brottmoderna illustreras i Figur 13.



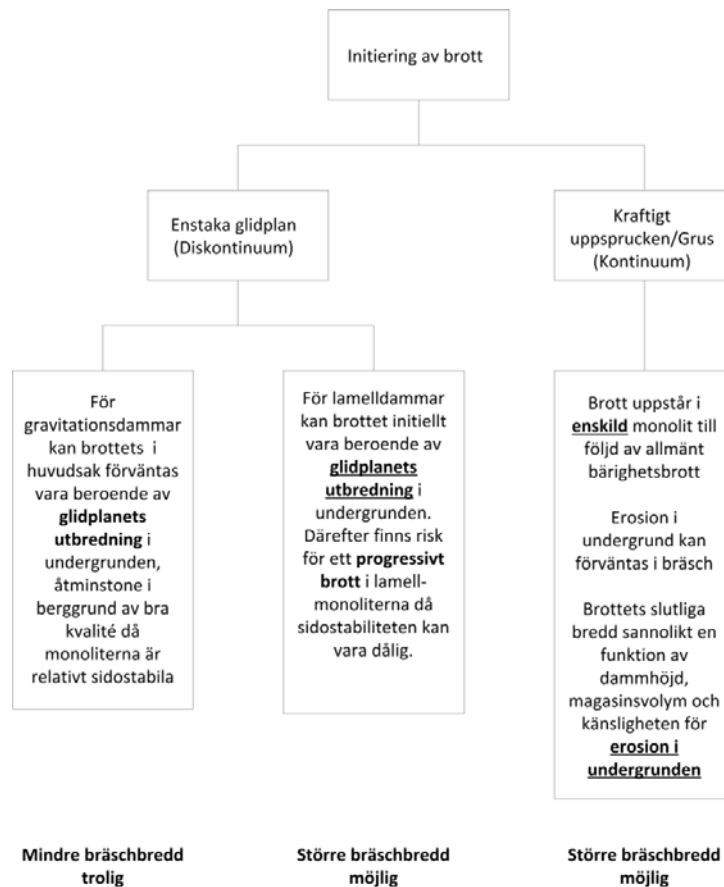
*Figur 13 Illustration över olika typer av brottmoder i undergrunden. Gustafsson (2008).*

Brottet kan initieras genom en ökning av de yttre lasterna eller genom att bärformågan reduceras. Detta kan exempelvis ske vid ett kraftigt läckage i undergrunden, vilket leder till en porttryckökning och en reducering av skjuvhållfastheten.

I princip kan två olika typer av betraktelser av undergrunden göras i samband med ett dammbrott kopplat till bräschens utveckling; 1) en diskontinuum betraktelse då enstaka svaghetsplan finns i undergrunden eller 2) en kontinuum-betraktelse då berggrunden är kraftigt uppsprucken eller består av sand eller jord.

För en diskontinuum-betraktelse är det troligt att brottet utbredning initieellt är kopplat till glidplanets utbredning. En fortsatt utveckling av bräschens i dammen kan förväntas bero på betongmonoliternas sidostabilitet, under förutsättning att undergrunden i övrigt består av berg av bra kvalitet. För en gravitationsmonolit där sidostabiliteten kan förväntas vara bra är ett scenario med en begränsad slutlig bräschbredd ett troligt scenario. Om dammen istället består av lamellmonoliter där sidostabiliteten är begränsad kan ett progressivt brott förväntas där bräschens slutliga bredd är en funktion av dammhöjd och magasinvolym. En större slutlig bräschbredd kan då vara möjlig jämfört med gravitationsmonoliten.

För en kraftigt uppsprucken bergmassa, där en kontinuum betraktelse är möjlig, kommer brottet initieellt sannolikt att inträffa som ett allmänt bärighetsbrott under en enskild monolit. Därefter kan en kraftig erosion förväntas under närliggande monoliter, vilket leder till ett progressivt brott där ytterligare monoliter går till brott. Den slutliga bräschbredden kan här förväntas vara en funktion av dammhöjd, magasinvolym samt undergrundens erosionskänslighet. Även här kan en större slutlig bräschbredd vara möjlig.



Figur 14 Illustration över principiella betraktelser av undergrunden som kan påverka slutlig bräschbredd.

## 2.5.6 Övriga faktorer

Nedan listas de övriga faktorerna som kan påverka brottets utveckling och förlopp:

- Vattenvolym i magasinet. Ett stort magasin innebär en potentiell lång avsänkingsperiod, beroende på bräschens dimensioner. Potentiella konsekvenser är längre belastning samt större erosionsskador som kan leda till att öka antalet monoliter som går till brott speciellt för lamelldammar.
- Topografiska förhållanden nedströms och uppströms dammen. Omgivande mark eller monoliter som gått till brott och påverkar utströmningen och därmed utflödet. Under speciella förhållanden är det då möjligt att bräschens utveckling och förlopp begränsas.
- Is påverkar dammens stabilitet och kan därmed påverka risken för initiering av dammbrott men påverkar inte bräschens utveckling och förlopp.



- 
- Drivgods som innebär en risk för minskning av avbördningskapacitet och därmed vattenståndshöjning.
  - Vågor i magasinet. Överspolning och erosionskador.
  - Dammbrott vid uppströmsliggande dammar kan leda till ökat vattenstånd i magasinet.

---

## 3 Framtida möjligheter till förfinad modellering av dammbrott

### 3.1 Mekanisk modellering

Litteraturen avseende mekanisk modellering av dammbrott är relativt begränsad. I den litteratur som finns tillgänglig avseende mekanisk modellering drivs vanligtvis inte analysen tillräckligt långt för att ett brott ska uppstå, utan fokus är vanligen metoder för simulering av spricktillväxt (se, t.ex. Ingraffea (1990), Malm och Ansell (2011), Plizzari (1998), Saoma, Ayari och Boggs (1989). Ett annat vanligt område är analyser av inverkan från extrema belastningar och då främst jordbävningar, se t.ex. Chopra (1994), vilket dock ligger utanför fokus för denna rapport.

För att kunna genomföra analyser av brottförloppet hos betongdammar; krävs att följande kan beaktas i numeriska modeller

- Metodik för att successivt belasta dammen till brott och ett koncept för att definiera säkerhetsnivån.
- Materialmodeller för att beskriva icke-linjärt beteende hos ingående material.
- Kontaktvillkor, icke-linjära fjädrar och/eller interface-element för att beskriva beteende i kontaktzon mellan t.ex. berg och betong, i sprickplan etc.

Om dessa tre punkter beaktas vid denna typ av analyser, så går det att simulera samtliga tänkbara brottmoder. För att fånga tvärsnittsbrott, och/eller inre stjälpningsmoder krävs att icke-linjära materialmodeller används för att beskriva betongens samt armeringens beteende. Stjälpning och glidning beskrivs genom att inkludera icke-linjära fjädrar, interface-element eller kontaktvillkor. Med samma tekniker går det även att beakta inverkan av sprickplan i berggrunden. Om samtliga effekter är inkluderade i en beräkningsmodell så kommer den brottmod som har lägst bärförmåga att styra hur brottförloppet propagerar i analysen.

Detta innebär därmed att verktygen för att genomföra brottanalyser med finita elementmetoden redan finns tillgängliga, även om litteraturen i detta hänseende är relativt begränsad. Det finns dock ett antal referenser i litteraturen där motsvarande tekniker har tillämpats för att simulera brottförlopp hos betongdammar; Malm och Tornberg (2014), NW-IALAD (2006), Pan, Feng, Jin, Zhang och Owen (2014).

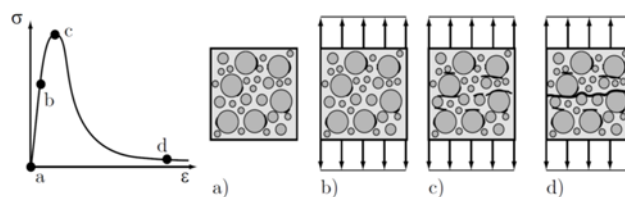
Det finns generellt två metoder att simulera ett dammbrott för betongdammar.

1. *Strength reduction* - Strukturen utsätts först för normala lastvärden, därefter reduceras konstruktionens materialegenskaper tills ett brott uppstår.

2. *Overload* - Strukturen utsätts först för normala lastvärden, därefter ökas belastningen successivt tills ett brott sker.

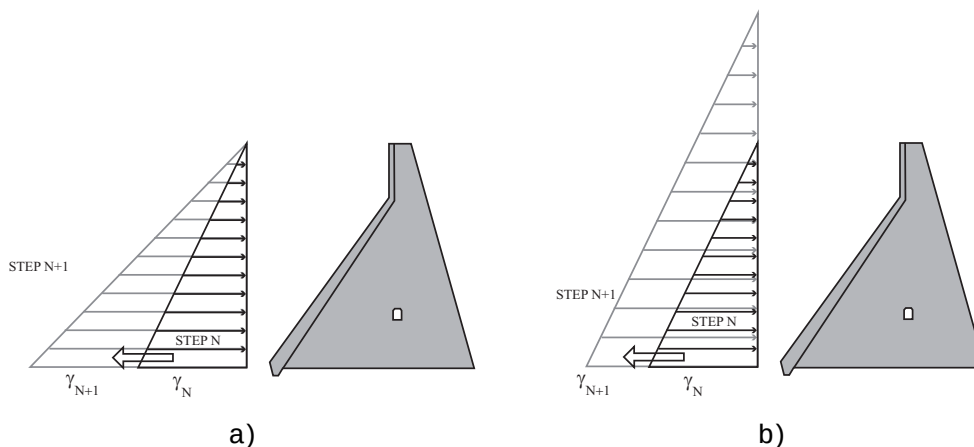
Tekniken *Strength reduction* är svår att tillämpa tillsammans med icke-linjära materialmodeller som beaktar uppsprickningen med en utsmetad metodik (smeared crack approach). Orsaken till detta är att graden av uppsprickning resulterar i en försvagning av materialet, se Figur 15. Att dessutom föreskriva en reduktion av materialets hållfasthet blir därför svårt att genomföra och dessutom är det tveksamt om denna teknik skulle kunna ge tillförlitliga resultat om en utsmetad sprickmodell används. Vid diskreta sprickmodeller bör dock tekniken fungera väl, eftersom då beskrivs betongen som linjärelastisk och spricktillväxt beskrivs endast via de diskreta sprickplanen. I dessa analyser kan reducerad hållfasthet beaktas för både betongen och för armeringen.

Metodiken bör därmed även fungera så länge som materialets beteende är linjär-elastiskt, men i detta fall går det endast att komma till punkten då uppsprickning initieras. Normalt leder uppsprickning i armerade betongkonstruktioner till omfördelningar av spänningar och att strukturen kan klara avsevärt mycket högre belastning innan ett brott uppstår. För oarmerade konstruktioner kan, i vissa fall, ett brott dock inträffa relativt snart efter att uppsprickning uppstår.



Figur 15 Exempel på successiv ökning av ökad belastning, från Malm (2009)

Den mest vanliga tekniken är därmed *Overload*, främst på grund att denna teknik är enkel att implementera i finita elementkoder. Denna teknik tillämpas generellt även inom övriga konstruktionstillämpningar så som brottlast för broar, kärnkraftsanläggningar etc. På dammar tillämpas i regel denna teknik genom att vattentrycket ökas antingen baserat på ökad densitet hos vatten eller ökad vattennivå till dess att ett brott inträffar, se Figur 16.



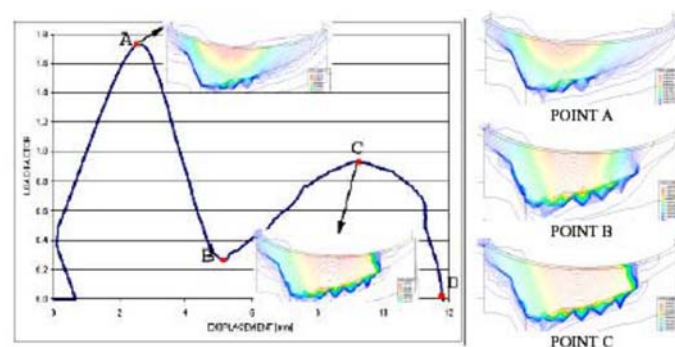
Figur 16 Exempel på successiv ökning av ökad belastning, omritad från NW-lalad (2006)

Skillnaden mellan att öka vattennivån respektive densiteten är att i det första fallet kommer kraftresultantens läge att ändras markant och flyttas uppåt. I vissa fall tillämpas metodiken med ökat vattentryck så att vattentrycket ovanför dammkrönet trunkeas.

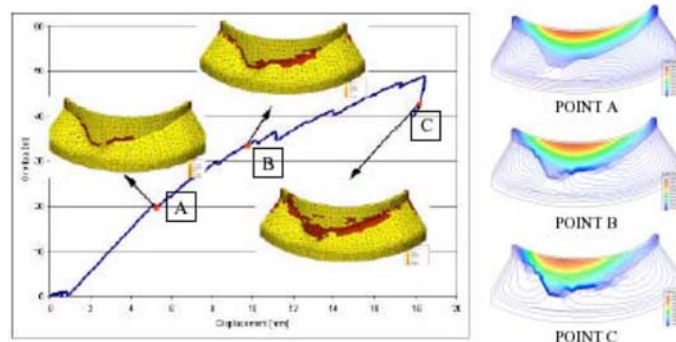
Baserat på att kraftresultantens läge förändras vid ökad belastning, så kommer olika säkerhetsfaktorer att fås vid dessa två tekniker. Förfarandet med ökad densitet mer lik ett förfarande vid handberäkningar där en säkerhetsfaktor beräknas.

En viktig aspekt, gällandes denna metodik som är särskilt viktig för Svenska lamelldammarna är att deras frontplattor ofta har en lutning på uppströmssidan, d.v.s. så att ett vertikalt vattentryck ger en positiv stabiliserande effekt. Om teknikerna som anges ovan skulle användas rakt av i ett FE-program skulle både det horisontella (stjälpande) och vertikala (mothållande) vattentrycket ökas. Detta skulle leda till en överskattning av brottsäkerhet avseende stjälpning i förhållande till hur handberäkningar genomförs. För att kringgå detta, bör det därför vara lämpligt att endast den horisontella delen av vattentrycket ökas, vilket är illustrerat i Figur 16.

Från litteraturen har det varit svårt att hitta jämförande studier på säkerhetsnivån som erhålls mot brott, beroende på vilken av teknikerna som används för att simulera brottet. Från NW-lalad (2006) går det att hitta några enklare jämförelser på brottförloppet. Exempel på resultat från denna typ av analyser illustreras i Figur 17 och Figur 18, för scenario med ökad densitet respektive ökad vattennivå. Från dessa analyser framgår dock endast att säkerhetsnivån mot brott (även brottförloppet) varierar mellan de olika metodikerna. Detta är förväntat eftersom de olika metodikerna egentligen innebär något avvikande belastningar som orsakar brott, vilket beskrevs ovan. Det är dock svårt att dra några generella slutsatser från denna begränsade studie. Det saknas även vägledning för hur dessa metodiker ska tillämpas om det finns flera laster så som islast, vattentryck, upptryck, etc., som samtidigt verkar på dammen. Utav dessa orsaker bör det genomföras jämförande studier där de olika metodikerna för att simulera brott utvärderas.



Figur 17 Exempel på simulering med kontinuerligt ökad densitet, från NW-lalad (2006)



Figur 18 Exempel på simulering med ökad vattennivå, från NW-Ialad (2006)

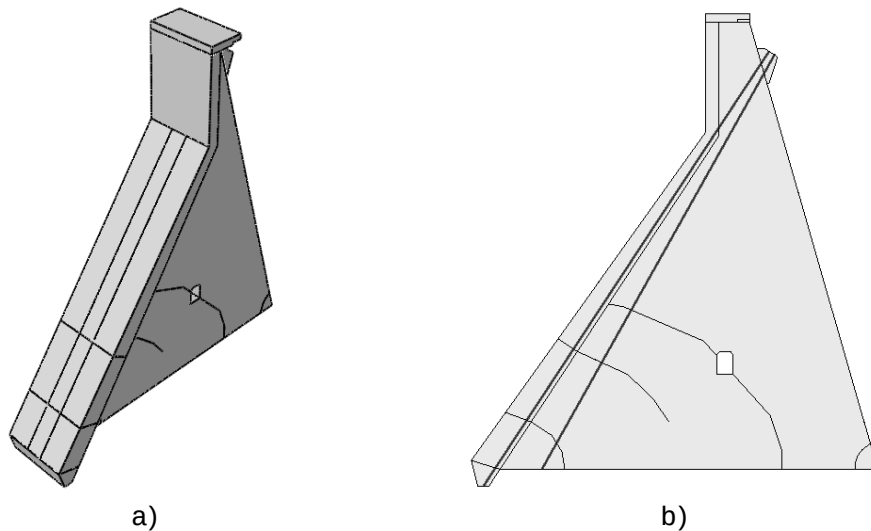
I de två efterföljande avsnitten presenteras resultat som har genomförts i två konsultuppdrag, som skulle utgöra bra underlag för jämförande studier mellan de olika metodikerna.

### 3.1.1 Fallstudie: Storfinnforsens lamelldamm

Orsaker till sprickbildningen vid Storfinnforsens lamelldamm har tidigare analyserats i flera Elforskprojekt, Björnström et al (2006) och Malm och Ansell (2011).

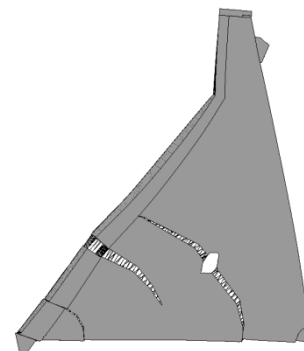
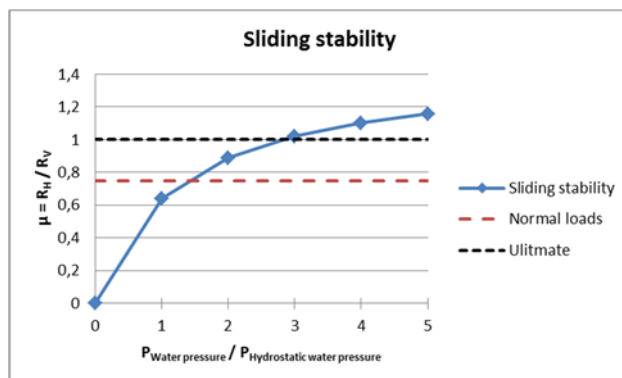
I förliggande projekt, Malm och Tornberg (2013), studerade SWECO på uppdrag av E.ON dock hur olika brottmoder utvecklar sig och möjligheten för olika typer av instrumentering att detektera typen av brott. Syftet med projektet var således inte att jämföra de olika metodikerna för beräkning av brottlaster på dammen, utan istället att kontrollera om t.ex. pendelgivare, sprickgivare etc. skulle kunna observera ett hypotetiskt brottförlopp.

I beräkningsmodellen har de olika observerade typerna av sprickor inkluderats som diskreta sprickplan. All slakarmeringen är inkluderad i modellen som enskilda stånelement och dessutom är de utförda förstärkningsåtgärderna med bergförankrade spännkablar inkluderade i beräkningsmodellen. Många olika analyser genomfördes inom projektet där laster ökades till brott och/eller hållfastheten (eller tvärsnittsarean) hos slakarmering reducerades i syfte att åstadkomma ett hypotetiskt brott.



Figur 19 3D modell av en monolit med typsprickor inkluderade som diskreta sprickor.

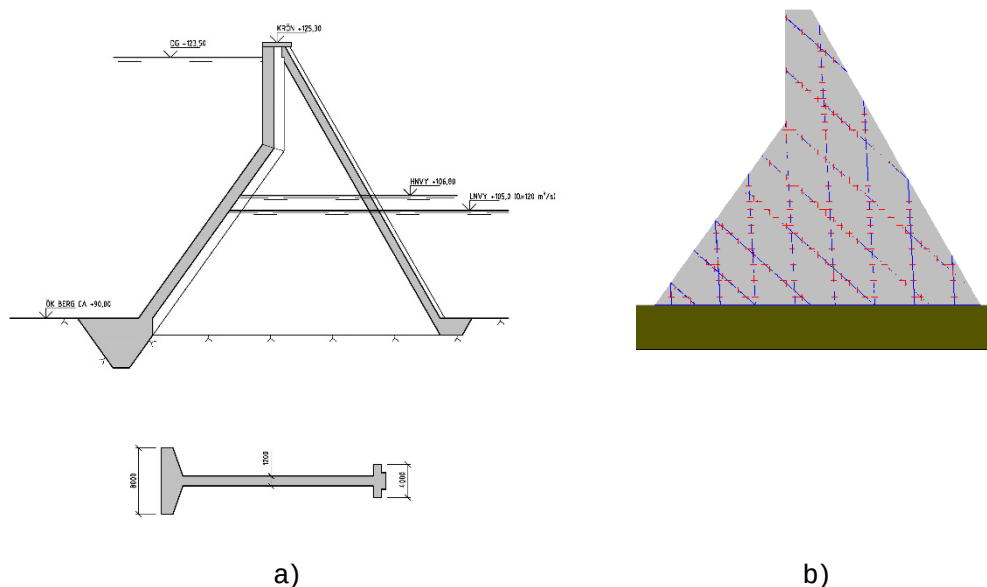
I Figur 19 visas som ett exempel beräknad respons då brottet styrs av glidning. Denna analys är utförd med ökad densitet på vattnet, där efter viss uppsprickning, se Figur 20b), så styrdes brottförloppet slutligen av glidning. Den beräknade säkerheten mot glidning stämde mycket väl överens med analytiska beräkningar. För denna monolit var säkerheten mot brott vid stjälpning så pass hög att andra brottmoder i samtliga fall uppstod före stjälpning. De bergförankrade spännstagen är en viktig del till den höga säkerheten mot stjälpning. För att kunna räkna stjälpningsbrottmöden säkerhetsfaktor emot brott skulle det krävas att de andra brottmoderna förhindrades. I många fall var istället inre stjälpningsmoder p.g.a. sprickor samt plasticering av armering, den avgörande teoretiska brottmoden, särskilt för de fall då reducerad hållfasthet p.g.a. ev. armeringskorrosion beaktas.



Figur 20 Exempel på simulering där glidning styr brottmoden. a) beräknad glidstabilitet, b) deformationsfigur. Från Malm och Tornberg (2014)

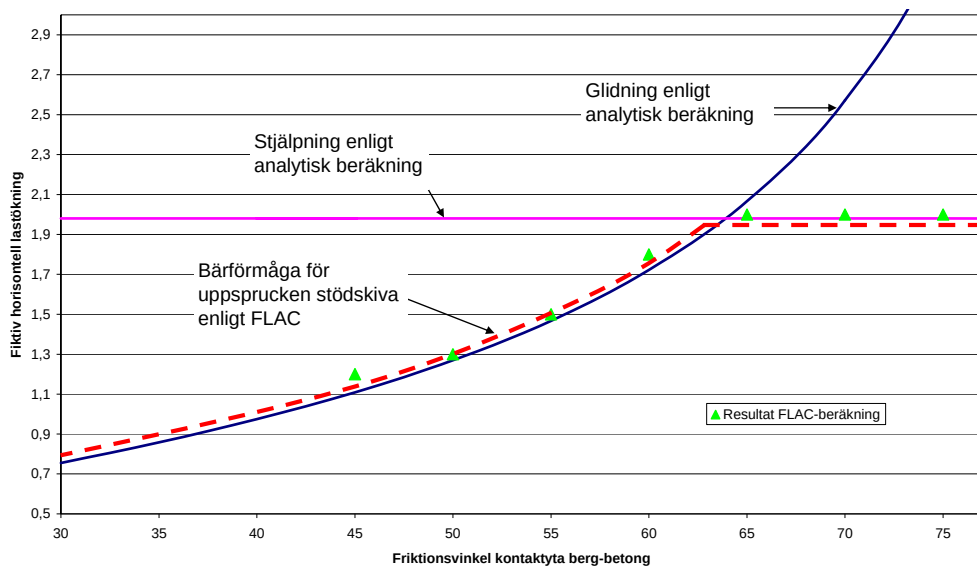
### 3.1.2 Fallstudie: Granfors lamelldamm

För att studera hur en kraftigt uppsprucken lamelldammsmonolit går till brott, genomförde SWECO i samarbete med Skellefteåkraft numeriska beräkningar på Granfors lamelldamm för att studera vilka brottmoder som var dimensionerande; glidning, stjälpning eller brott i stödskivan (Gustafsson et al 2010). I analysen antogs genomgående sprickor orienterade så att maximal skjuvspänning i sprickorna uppnåddes, se Figur 21 nedan, samtidigt som inverkan från armering beaktades. Beräkningarna utfördes med det finita differensprogrammet FLAC3D. För att beräkna säkerheten mot brott, ökades den horisontella vattenlasten succesivt.



Figur 21 Sektion och plan av lamellmonolit 23 i Granfors lamelldamm

De numeriska beräkningarna visade att monoliten gick till brott genom glidning för de fall då låga friktionsvinklar antogs i kontaktytan. Då friktionsvinklarna överstiger ca  $65^\circ$  gick monoliten till brott genom stjälpning. En jämförelse mellan analytiska beräkningar och de numeriska beräkningar som utförts för en kraftigt uppsprucken monolit visar att uppsprickningen i detta fall inte påverkar monolitens globala stabilitet. Istället visar jämförelsen, mellan numeriska beräkningar med uppsprucken monolit och analytiska beräkningar där monoliten betraktas som en stel kropp, på en perfekt överensstämmelse i beräknade säkerhetsfaktorer, se Figur 22. Detta betyder att trots en kraftig uppsprickning i stödskivan bestäms monolitens globala stabilitet av skjuvhållfastheten mot grunden.



Figur 22 Bärförmåga för lamellmonolit 23 vid varierande friktionsvinkel mot berggrunden.

Orsaken till detta är den befintliga armeringen som finns i stödskiva och frontplatta. FLAC3D beräkningarna visar att under normala belastningar uppnås ingen flytspänning i något av armeringsjärnen. Vid successivt högre belastningar uppnås flytspänningar i delar av armeringen, men den monolitiska samverkan bibehålls. Om armeringen däremot korroderar kraftigt kan brott i stödskivan sannolikt inträffa.

I de utförda beräkningarna kan det diskuteras hur beräknings-förutsättningarna ändras med en successiv ökning av belastningen upp till brottögonblicket. Sannolikt kan brott i verkligheten inträffa tidigare till följd av ökade upptryck under monoliten. Dessutom kommer läckaget att vara kraftig genom frontplattan. Detta påverkar emellertid enbart det antagna portrycket under monoliten och därmed enbart dess globala stabilitet, inte ett eventuellt brott längs någon av sprickorna i stödskivan. Det väsentliga i detta fall är att den befintliga armeringen räcker för att bibehålla en monolitisk samverkan under hela belastningsskedet. Resultaten stämmer överens med hur Svenska lamelldammar utfördes, vilket finns beskrivet i en ICOLD artikel från 1955 av K.J. Sundquist (1955), vilket visar att de armerades i syfte att upprätthålla monolitisk samverkan.



---

## 3.2 Hydraulisk modellering

### 3.2.1 Inledning

Hydraulisk modellering av ett dammbrott består av två huvudmoment:

- Uppskattning av dammbrottshydrografen.
- Simulering och kartering av översvämningsutbredningen i nedströms områden som orsakas av dammbrottet och förfinad uppskattning av konsekvenserna.

I följande kapitel sammanfattas de metoder (från den enklaste till de mest avancerade) som är tillgängliga för närvarande för att uppskatta dammbrottshydrografen. Sedan presenteras de metoder som kan användas för att kartera översvämningsutbredningen samt exempel till förfinad analys av konsekvenser.

Hydraulisk modellering av ett dammbrott baseras på samma princip oavsett dammtypen. För dammbrott i betongdammar är det särskilt viktigt att dammbrottshydrografen tar hänsyn till det snabbare förloppet.

### 3.2.2 Uppskattning av dammbrottshydrograf

Det finns flera referenser i litteratur som ger vägledning för att uppskatta brottflödet, bräschdimensioner samt bräschutvecklingstiden, framför allt vid dammbrott i fyllningsdammar. Dessa metoder baseras huvudsakligen på empiriska formler som togs fram från analys av tidigare dammbrott. USBR (1998) och Zangonjoli (2007).

Modellering krävs dock för att kunna uppskatta dammbrottshydrografen som är den viktigaste parametern vid modellering av översvämningsutbredningen på grund av dammbrott och speciellt för betongdammar för vilka bräschförloppet är generellt snabbare än för andra typer av dammar.

Det finns flera metoder som kan användas för att beräkna fram dammbrottshydrografen.

#### *Förenklade modeller*

Den enklaste metoden är att utföra en magasinberäkning. Vattenvolymen i magasinet simuleras med hjälp av en magasiniskurva som ger vattenvolymen eller magasinetsarea för olika nivåer. Bräsch simuleras utifrån bräschdimensioner (vanligtvis trapetsformad med start och slutlig bottennivå och bottenbredd, sidolutningar) samt utvecklingstiden. Bräschdimensioner kan variera lineärt eller kvadratisk med tiden. Sådana modeller ingår till exempel i programmet HEC-HMS (utvecklat av US Army Corps of Engineers). Denna metod beräknar volymen som lämnar magasinet under varje tidssteg. Den tar inte hänsyn till de aktuella hydrauliska förhållandena i magasinet vilket innebär att metoden bör begränsas till de enklaste magasin geometrier och de långsamma förloppen då den dynamiska avsänkningen ej modelleras. På så sätt bör dessa förenklade modeller undvikas vid modellering av dammbrott i betongdammar.

---

Endimensionella modeller är i dag branschstandard, där man kan definiera en dammbrottsstruktur. Bräschkaraktäristika definieras på ett liknande sätt som vid förenklade modeller nämnd ovan (dimensioner och utvecklingstid). En sådan funktion finns till exempel i endimensionella modeller MIKE11 (utvecklat av Danish Hydraulic Institute) och HEC-RAS (utvecklat av US Army Corps of Engineers). Fördelen med simulering av dammbrottshydrografen med en endimensionell hydraulisk modell är att strömningsförhållandena upp- och nedströms dammen beaktas (till exempel trånga sektioner). Den dynamiska avsänkningen i magasinet beaktas, även vid snabbt förlopp (betongdammar). Nedströmsområdena kan också inkluderas så att hela problematiken kan beskrivas i en unik beräkningsmodell. Modellen ställer dock större krav till indata, med bottenivåer i magasinet samt att andra hydrauliska parameter måste finnas. Simulering av ett magasin med en komplex form kan bli felaktigt i en endimensionell modell, likaså kan läge och antal tvärsektioner också påverka noggrannheten.

#### *Tvådimensionella modeller*

I senare år används tvådimensionella hydrauliska modeller i större grad, där brottet antas ske momentant och har konstanta bräschdimensioner. Modellen bör då beskriva topografi med slutliga bräschdimensioner och startvillkor bör definieras med en konstant magasinsnivå uppströms bräsch. De vanligaste tvådimensionella hydrauliska modeller är MIKE21 (utvecklat av DHI), DELFT FLOW-3D (utvecklat av Deltares) och TELEMAC-2D (utvecklat av OpenTelemac Consortium) bland annat. I sistnämnda ingår även en dammbrottsfunktion som simulerar öppningen av en bräsch av konstant bredd i dammkroppen ner till en viss nivå momentant eller under en viss tid (för icke-momentant brott). Fördelen med tvådimensionella modeller är att topografin och strömningsförhållandena beskrivs på ett noggrannare sätt än med endimensionella modeller. Tvådimensionella modeller ger högre noggrannhet vid dammbrott av dammar med tillhörande komplexa magasin (som består av flera grenar eller med varierande batymetri). Nackdelen är 2D-modeller kräver bättre underlag och är mer arbetskrävande.

#### *Tredimensionella modeller*

För att ytterligare förbättra modellens noggrannhet kan mer detaljerade beräkningar emellertid utföras med hjälp av tredimensionella modeller som kan beskriva strömningsförhållandena på det bästa sättet genom att beakta strömningens vertikala acceleration i beräkningen. Exempel på tredimensionella program är FLUENT (utvecklat av ANSYS), FLOW 3D (utvecklat av Flow Science), OpenFOAM (utvecklat av OpenFOAM Foundation) eller TELEMAC-3D (utvecklat av OpenTelemac Consortium). Nackdelen är att dessa modeller inte kan simulera tidsberoende brott och att modellområdet bör för nuvarande begränsas till dammens närhet på grund av deras krävande datorkapacitet (utom TELEMAC-3D till en viss grad).

---

### *Tidsberoende brottförlopp i betongdammar*

Underlag generellt saknas om brottförloppet i betongdammar. Bara några dammbrott är dokumenterade med hänsyn till brottförloppet med till exempel Gleno-damm (lamelldamm, se kap. 2.3.1). Brottet skedde i tre steg med först 2 monoliter som gick till brott, sedan 6 monoliter och slutligen totalt 11 monoliter efter 15 minuter. Bräschens totala bredd va då ca 80 m vilket motsvarar ca 40% av dammens krönlängd.

Uppskattning av dammbrottshydrografen för tidsberoende brottförlopp kan utföras med hjälp av flesta av ovan nämnda modeller. Denna typ av analys är väl tillämpad till batch-simuleringar där många olika förloppscenarier och bräschdimensioner kan simuleras och sedan kan analyseras på ett statistiskt sätt (Monte-Carlo analys). En sådan analys kan ligga till grund för utvärdering av grundscenariot som kan användas vid simulering av flodvågen nedströms dammen.

### *Erosion och sedimenttransport*

De flesta två- och tredimensionella modeller kan även användas i koppling med sedimenttransportmodeller. På så sätt kan man simulera erosionsutvecklingen som kan uppstå i dammens närhet. Den kan lägga till grund för en förfinad uppskattning av bräschdimensioner till exempel.

Andra metoder eller modeller finns i litteraturen (se till exempel Zangonjoli (2007)). Denna rapport fokuserar dock på de ovanstående metoderna eller modellerna som bedöms ha de bästa tillämpningsmöjligheter till praktiska fall för nuvarande.

### 3.2.3 Modellering av översvämningsutbredning och beskrivning av konsekvenser

Modellering av översvämningsutbredning och beskrivning av konsekvenser vid dammbrott tillämpas på samma sätt oavsett dammtyp. Syfte med detta kapitel är då att redovisa i allmänt de befintliga metoderna som finns tillgängliga samt förslag för förfinad analys.

När dammbrottsvågen flyttar sig nedströms dammen blir modelleringen av översvämning och konsekvensutredningen en fråga om hydraulisk modell och osäkerheter på ingångsparameter.

Osäkerhet och modellens globala noggrannhet beskrivs i kapitel 3.2.4.

#### *Val av modelltyp*

1D-modeller bör endast användas vid enklare geometrier (magasin och drabbade områden). USBR rekommenderar även att använda 1D modeller för följande situationer (USBR, 2012):

- I raka dalgångar,
- I vattendrag med brant bottenlutning och mindre områden ovanpå strandkanten,
- I vattendrag där många infrastrukturer finns (broar, kulverter, trösklar, invallningar mm.),

- 
- I långa vattendragsträckor (flera mil) där 2D-modellering är fortfarande en utmaning på grund av begränsningar vad gäller datorkapacitet.

1D-modellernas största fördelar är att de kan köras relativt snabbt (körningstider sträcker sig typiskt mellan minuter till ett dygn) på långa sträckor med många och potentiellt komplexa infrastrukturer (med till exempel dammar med dammbrottsfunktioner). De flesta svenska vattenkraftsälvarna modelleras för nuvarande med 1D-modeller.

Nackdelar med 1D-modeller är att resultat kan vara för grovt vid komplexa geometrier (som i skarpa kurvor, bifurkationer och sammanflöde, flacka översvämningsytor mm.). Översvämningsutbredning bestäms enbart utifrån interpolering av de beräknade vattennivåerna vid använda tvärsektioner. Strömningsparametrar såsom vattennivåer, hastigheter, bottenskjuvspänning mm. är konstant vid varje tvärsektion och motsvarar ett medelvärde.

För mindre områden med komplexa geometrier kan noggrannheten förbättras vid användning av 2D-modeller där strömningsparametrar beräknas vid varje beräkningspunkt på en kontinuerlig markyta. Sådana typer av modeller krävs för att kunna identifiera de lokala konsekvenserna vid särskilda objekt. Modelleringsmöjligheter begränsas dock för nuvarande av den krävande datorkapacitet som krävs vid användning av 2D-modeller på större ytor. Hantering av strukturer (framförallt dammar med regleringsrutiner) är också begränsad för nuvarande även om vissa förbättringar har noterats i de senaste åren (se till exempel TELEMAC-2Ds bräschmodul samt hantering av olika typer av avbördningskurvor som randvillkor).

Exempel på tredimensionell dammbrott- och översvämningsmodell med programmet TELEMAC-3D finns med till exempel simuleringen av det historiska dammbrottet vid Malpassetdammen i Frankrike (valvdamm). Tillämpningsmöjligheter är dock begränsade och det räcker i de flesta fallen att använda en 2D-modell.

#### *Andra faktorer som kan påverka resultat*

Erosion, massavlagring och drivgods kan ändra modellens villkor genom att påverka översvämnat område och även dammbrottet. Samtliga typer av modeller kan modellera sedimenttransport i en viss mån, men detta ställer större krav till underlaget. Massavlagring och obstruktion av broar med drivgods är svårare att hantera modelleringsmässigt.

#### *Marginal på beräkningsresultat*

I Frankrike rekommenderar Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages (1982) att ta en extra marginal på de beräknade vattendjupen (+ 15 % eller minst + 1 m) samt flodvågens ankomsttider (- 13 %) vid modellering av dammbrott (ICOLD, 1998).

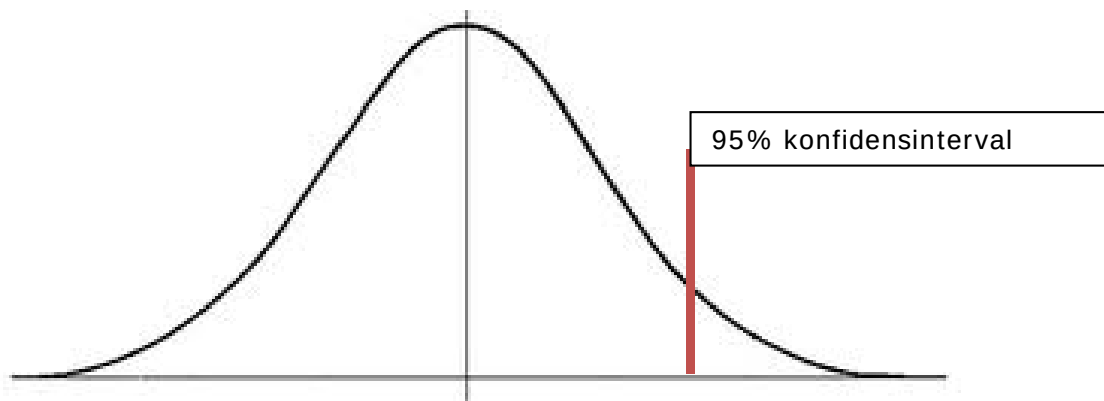
I dagsläget finns betydligt noggrannare underlag (framförallt topografiunderlag) vilket bidrar till att minska resultatso säkerheten. Det kan däremot vara aktuellt att inkludera en marginal på beräkningsresultat i särskilda fall när osäkerheter på ingångsdata anses ha en potentiell stor inverkan på resultat (som till exempel vid dammbrott i betongdammar där osäkerheter på brottförloppet kan vara stora).

---

### *Deterministisk och probabilistisk parameter*

Dagens antagen av dammbrottsparameter är i stor grad osäkra och baserade på antagande av kritiska parametrar. Detta ger en stor grad av osäkerhet som man provar fånga in genom konservativa antaganden.

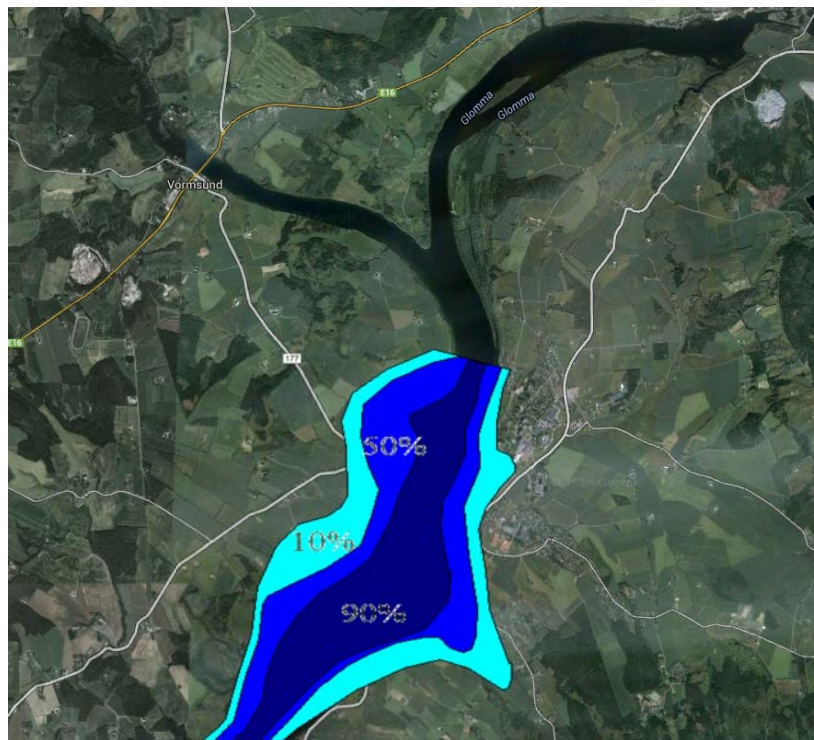
En annan approximation skulle vara en probabilistisk parameter, där man kan variera relevanta parametrar för att bilda en statistisk fördelning. I fördelningen kan man då uppnå en samlat säkerhetsmarginal genom att lägga sig på säga 95 % konfidensintervall.



*Figur 23 Illustration av 95% konfidensintervall.*

En metod för detta är under utprovning av Federal Energy Regulation Commission (FERC) som arbetar med Monte-Carlo Simulering (empirisk parameter eller fysisk modellering) i Engineering Guidelines som ska publiceras 2015 (FERC, 2014).

En kartering av modell-klustret kan därmed presenteras som illustrerad nedan i Figur 24.



*Figur 24 Resulterande probabilistisk karta av drabbade områden efter Monte-Carlo simulering av dammbrott*

I tillägg till en indelning i områden som drabbas kan man även etablera en risk för dominobrott i älven där detta är intressant genom att se på flödesgrafen vid nedströms magasin. Modellen kan i sin ordning användas för att prioritera insatser uppströms eller förstärkning av dammen nedströms.

#### *Konsekvensbeskrivning*

Olika länder har tagit fram metodik för att kunna beskriva de konsekvenser som uppkommer vid dammbrott. I Sverige har Statistiska Centralbyrån (SCB) tagit fram en metod som redovisas i Elforsk rapport 14:55 "Metod för identifiering och kartläggning av objekt som kan påverkas av dammhaveri" (2014).

#### 3.2.4 Osäkerhet och modellens globala noggrannhet

All empirisk modellering beror till en viss grad på kalibrering, något som man inte kan göra för dammbrottsmodeller då kalibreringsunderlag vid samma strömningsförhållanden generellt saknas.

Alla faktorer i värderingarna har sin osäkerhet, men faktorer har inte lika stor betydelse för noggrannheten av det totala svaret. För en konservativ modell kan man enkelt lägga sig på konservativa uppskattningar, men det är ändå viktigt att förstå hur faktorerna hänger ihop för att förstå vad som är konservativt. Samtidigt vill detta också kunna ge vilka element som behöver granskas i detalj för att förbättra den globala noggrannheten.

---

Påverkan av till exempel bottenfriktion och flöde kan illustreras kvalitativt med hjälp av en analys av Mannings formel:

$$Q = MAR^{2/3}I^{1/2}$$

Där:

Q = Flöde [m<sup>3</sup>/s]

M = Mannings tal [m<sup>1/3</sup>/s]

A = Hydraulisk sektion [m<sup>2</sup>]

R = Hydrauliskt radius [m]

I = Bottenlutning [m/m]

Vid långa tvärsektioner (bredd >> vattendjup) kan formeln förenklas till:

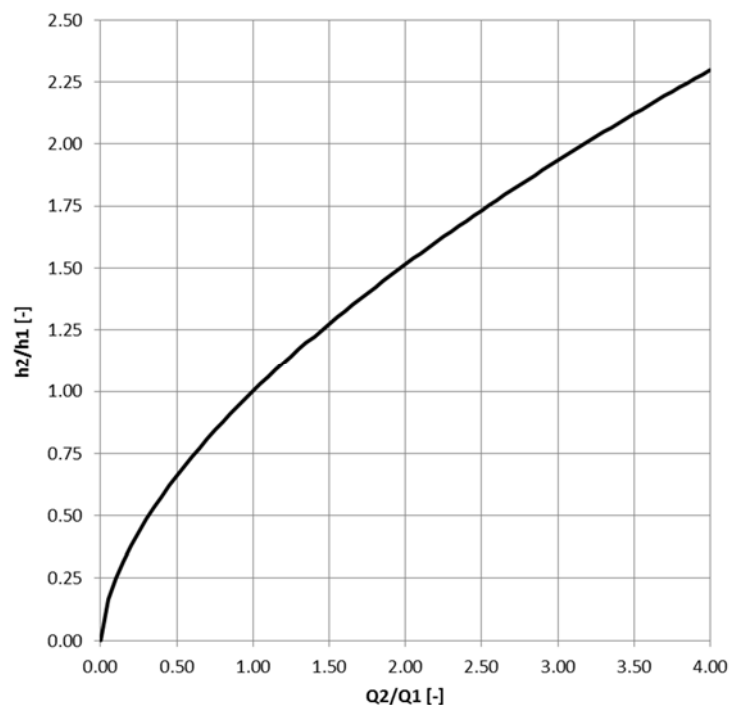
$$Q = MBh^{5/3}I^{1/2}$$

Där:

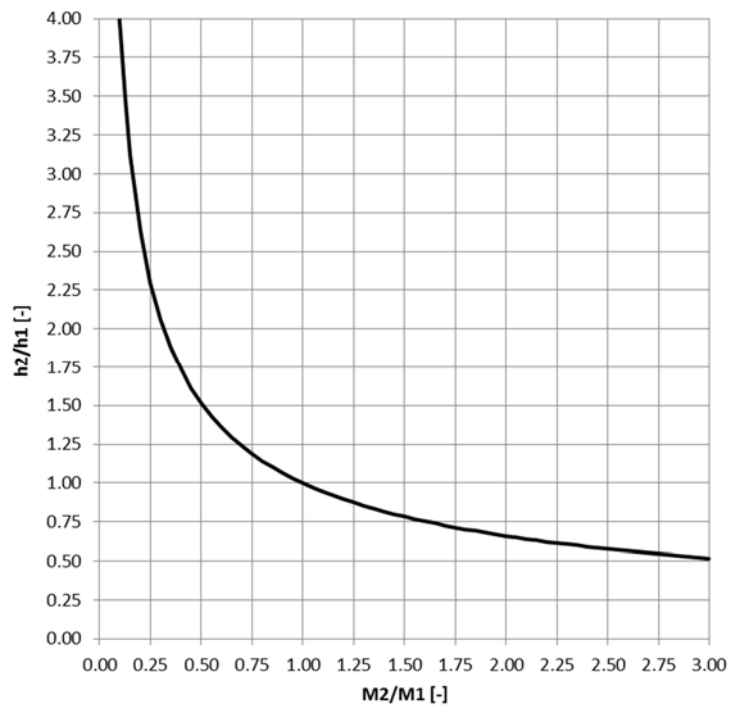
B = Vattendragets bredd [m]

h = Vattendjup [m]

Inverkan av flödet och bottenfriktion (Mannings tal) på vattendjupet illustreras teoretiskt i Figur 25 och i Figur 26.



Figur 25 Inverkan av flödet på vattendjupet (med konstant bottenfriktion).



*Figur 26 Inverkan av Mannings tal på vattendjupet (vid konstant flöde).*

Sambandet mellan dessa parametrar har analyserats genom att simulera ett dammbrott med hjälp av en endimensionell hydraulisk modell (HEC-RAS). Simuleringen baseras på ett förenklat fall med följande förutsättningar:

- Vattendraget nedströms dammen beskrivs med en rektangulär sektion som är 100 m bredd.
- Bottenlutning är 0,001 m/m.

Simuleringen har utförts för olika dammbrottshydrografer och olika bottenfriktioner.

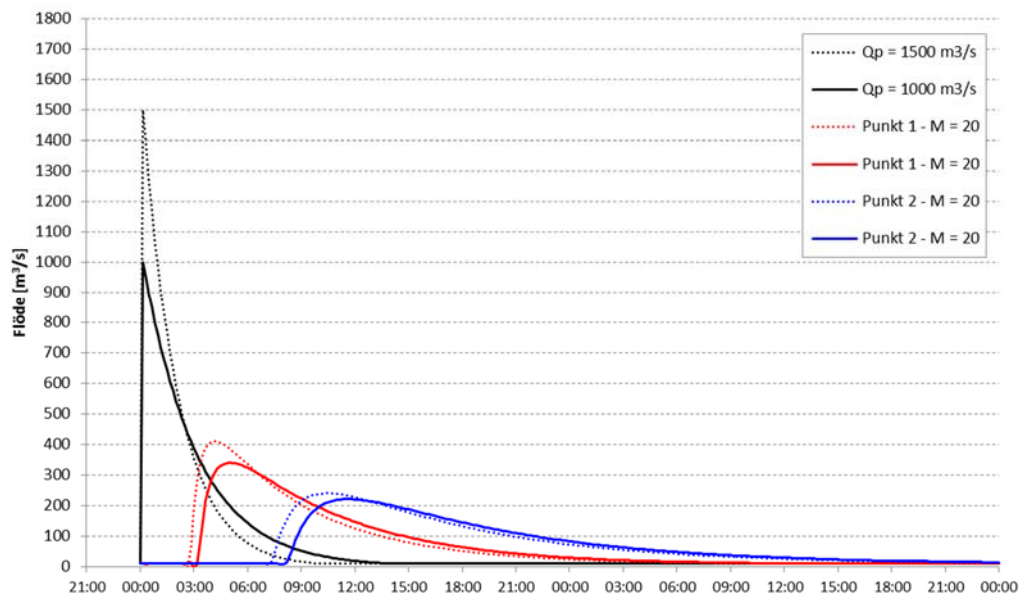
Dammbrottshydrograferna har ett maximalt brottflöde på 1000 och 1500 m<sup>3</sup>/s motsvarande 2 respektive 3 element som försvinner momentant. Båda hydrograferna har samma volym och motsvarar ett momentant brott.

Geometrin har definierats med tre olika Mannings tal:

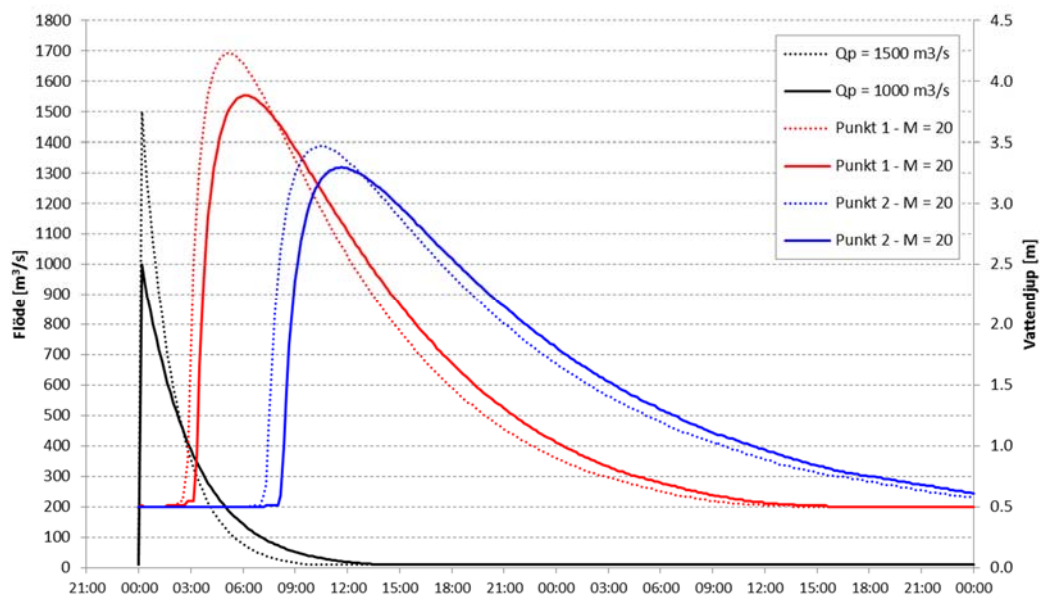
- $M = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (referens).
- $M = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (ökad råhet).
- $M = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (minskad råhet).

Resultat illustreras i Figur 27 till Figur 30.

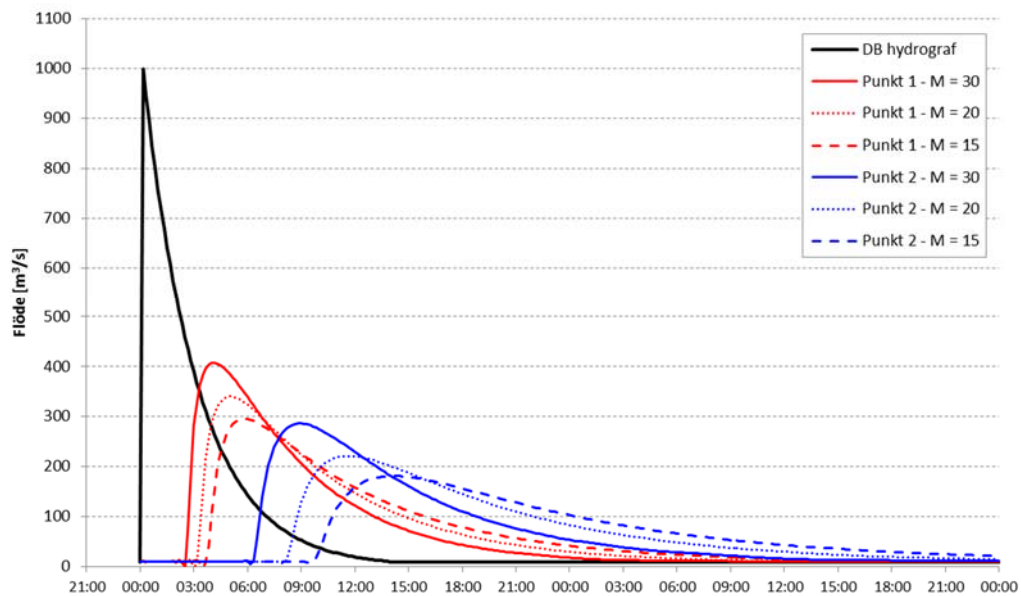




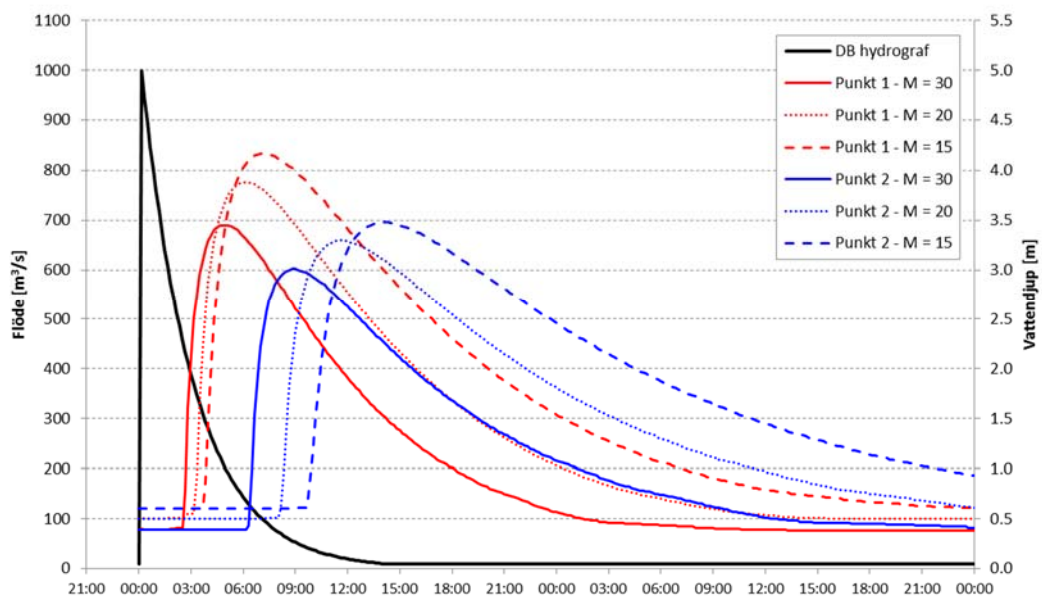
Figur 27 Inverkan av brottflöde (bräschdimension, antal monoliter) på flödena nedströms dammen. Punk 1 och 2 ligger nedströms dammen.



Figur 28 Inverkan av brottflöde (bräschdimension, antal monoliter) på vattendjupet nedströms dammen. Punk 1 och 2 ligger nedströms dammen.



Figur 29 Inverkan av bottenfriktion på flödena nedströms dammen. Punk 1 och 2 ligger nedströms dammen.



Figur 30 Inverkan av bottenfriktion på vattendjupet nedströms dammen. Punk 1 och 2 ligger nedströms dammen.

Som man kan se påverkas nedströms områdena båda i vattendjup och i ankomsttid då dammbrottsvågen propagerar i olika hastighet. Denna skillnad beror på brottflöde (och därmed bräschdimensioner samt brottförlopp) samt bottenfriktion.

---

Om man väljer en konservativ parameter som t.ex. en hög råhet i kanalen (hög friktion) vill detta ge ett högre vattendjup men samtidigt försena brottvägen, något som inte är konservativt. Konklusionen är att osäkerheten i modelleringen är en icke-trivial fråga som måste behandlas.

Om man vidare förutsätter att datakvalité och modellnoggrannhet är inbördes oberoende kan man uttrycka detta som;

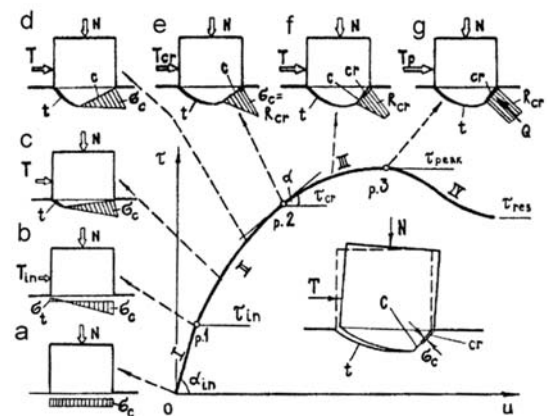
$$e_{tot} = \sqrt{e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 + e_n^2}$$

Detta betyder i klartext att alla komponenter i en dammbrottsmodell bör ha en noggrannhet i samma storleksordning för alla komponenter. Om underlaget för den modelleringen, dammbräschmodellen är osäker kan det spela mindre roll om man har en 2- eller 3D modell.

### 3.3 Fysiska modellförsök

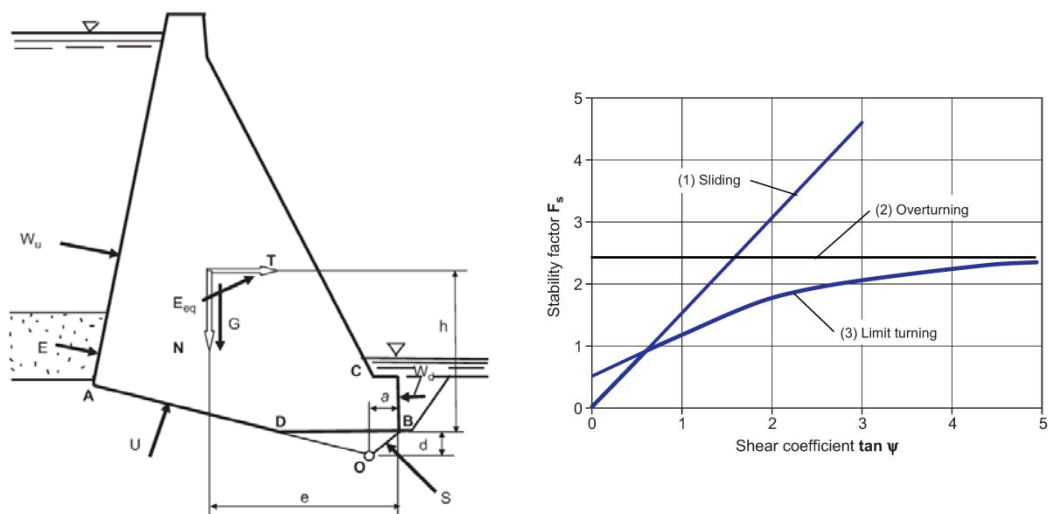
#### 3.3.1 Mekaniska

Fishman (2007, 2008 och 2009) har genom modellförsök undersökt hur stödkonstruktioner och dammar av betong, grundlagda på berg, går till brott. Han utförde en stor mängd av olika typer av modellförsök, bl.a. i gips och betong, där damm och berggrund var gjorda av samma material och göts vid samma tidpunkt. Detta genomfördes för att simulera dammar med en stark hållfasthet i kontakten mellan berg och betong. I hans experiment upptäcktes att konstruktionen inte gick till brott genom glidning eller stjälpning utan snarare genom en brottmod som Fishman kallar för "Limit Overturning". Hans resultat visade att det först uppträdde en dragspricka som propagerar från uppströmssidan. Därefter ökar spänningskoncentrationen på nedströmssidan och krossning av bergmassans på nedströmssidan initieras och resulterar i en tunn "krossningsspricka". Vid ökad belastning propagerar drag och trycksprickan. När dessa möts visade experimenten att maximal skjuvhållfasthet uppnåts. Förloppet illustreras i Figur 31 och Figur 32 nedan.



Figur 31 Observerade brottmoden "limit turning", från Fishman (2008 och 2009)

Analyserna visade även att limit turning i många fall kan förväntas vara den dominerande brottmoden för dammar, istället för glidning eller stjälpning. Enligt Fishman (2009) är det den lägsta bärförmågan av limit turning, glidning eller stjälpning som bestämmer dammens bärförmåga. Resonemanget illustreras med ett exempel från en 100 m hög damm, se Figur 32.



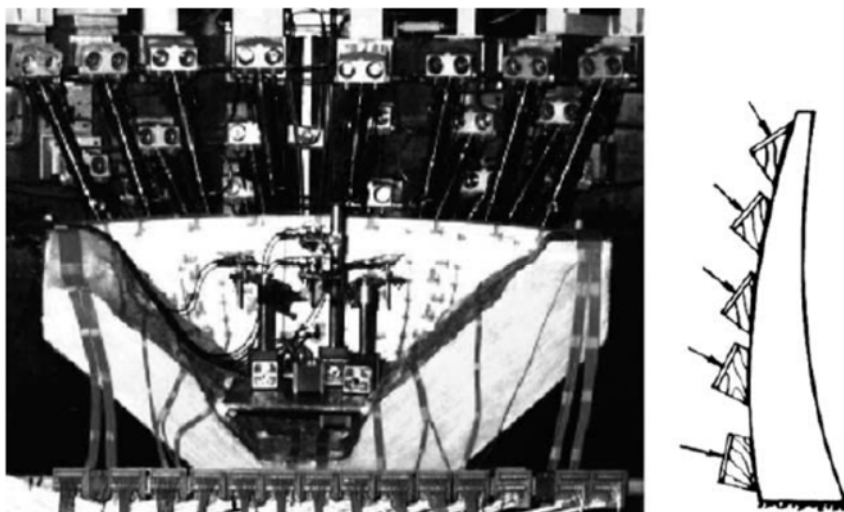
Figur 32 Belastning av en gravitationsdamm där  $S$  utgör krossningsmothåll (tv), säkerhetsfaktor för en 100 m hög gravitationsdamm för olika värden på mobiliserad friktionskoefficient ( $th$ ) (Från Fishman 2009).

Det finns flera fysiska modellförsök presenterade i litteraturen avseende simulering av brott hos valvdammar. I samtliga fall har modeller byggts av gips för både valvdammen och underliggande berg. Modellerna är byggda antingen genom att damm och undergrund gjuts med gips eller att de byggs upp bestående av många små block. De modellförsök som sammanställts från litteraturen avseende försök på valvdammar sammanfattas i Tabell 4.

Tabell 4 Sammanfattning av modellförsök av valvdammar

| Damm                  | Land      | Höjd (m) | Längd (m) | Bredd (m)            | Modell-skala | Belastning till brott | Referens                                      |
|-----------------------|-----------|----------|-----------|----------------------|--------------|-----------------------|-----------------------------------------------|
| Dagangshan valvdamm   | Kina      | 210      | 610       | 52 (tå)<br>10 (krön) | 1:250        | tryck                 | Zhang et al (2015)                            |
| Alto Lindoso valvdamm | Portugal  | 110      | 297       | 21 (tå)<br>4 (krön)  | 1:20         | tryck                 | Oliviera & Faria (2006)                       |
| Zillergründl valvdamm | Österrike | 186      | 502       | 36 (tå)<br>6 (krön)  | 1:200        | tryck                 | Nindl (1986)<br>Valentini & Hofstetter (2013) |
| Alqueva valvdamm      | Portugal  | 96       | 458       | 34 (tå)<br>7 (krön)  | 1:250        | förkastning           | Oliviera & Faria (2006)                       |

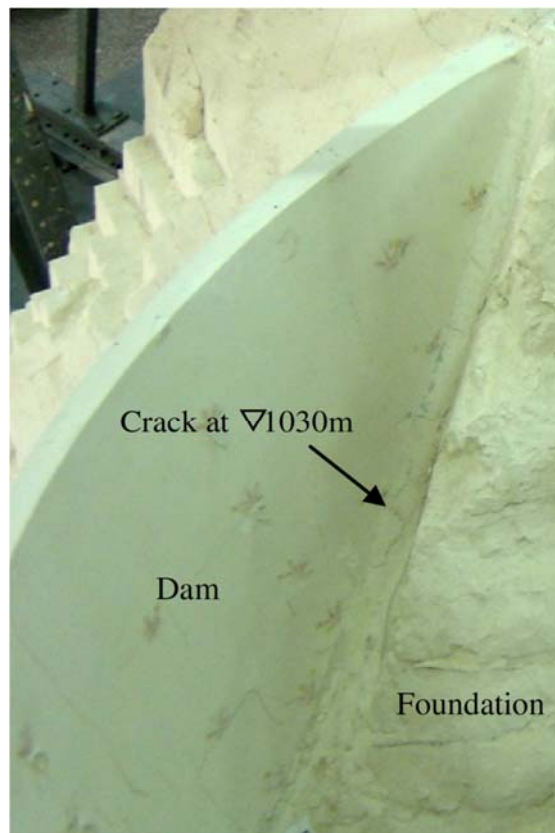
Gemensamt för de tre första av modellförsöken i Tabell 4 är att de avsåg att analysera ett brottförlopp som motsvaras av ökad vattenlast. Belastningen applicerades med hydrauliska kolvar, där den fördelade lasten beskrevs som flertalet punktlaster fördelades på lastplattor, se Figur 33. Vid denna typ av modellförsök uppstår samma problem som vid numeriska analyser avseende hur belastningen ska ökas tills brott uppnås. Eftersom samtliga av dessa modellförsök är genomförda med hydrauliska kolvar där lasten i varje kolv ökas successivt så motsvarar detta fallet med ökad densitet hos vattnet, se avsnitt 3.1.



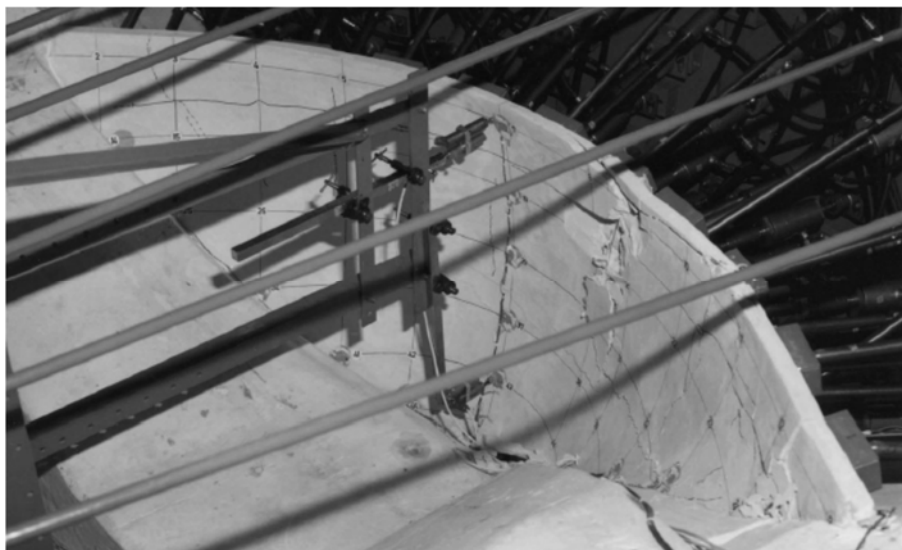
*Figur 33 Modell av Alto Lindoso valvdammen, från Oliviera & Faria (2006).*

Brottförloppet som observerats i dessa tre försök visar samtliga fall på att sprickor uppstår i anslutning mellan berg och betong eller vid dammtån eller i berget på dammens nedströmssida (vid bankerna), vilket illustreras t.ex. i Figur 34. Denna typ av sprickor uppstod generellt då lasten ökats med en faktor 2 eller 3 (Zhang et al., 2015 och Valentini & Hofstetter (2013)).

Vid fortsatt ökad belastning uppstår stora tryckspänningar i närheten av hjässan på valvdammen i dess centrumsnitt då krossning uppstår på grund av de krafterna orsakade av valvverkan, se Figur 35 och Figur 36. I försöket av Zillergründl valvdamm erhöles en brottlast som var ca 4,5 gånger det hydrostatiska vattentrycket (Valentini & Hofstetter (2013)), medan för de två övriga försöket erhöles brottlaster på upp mot 11 – 12 gånger det hydrostatiska vattentrycket (Zhang et al., 2015 och Oliviera & Faria 2006). Zillergründl dammen är relativt slank i jämförelse med de övriga dammarna vilket rimligtvis är den främsta orsaken till denna skillnad mellan dammarna. I samtliga fall presenterades även resultat från numeriska modeller som med god noggrannhet lyckades beskriva brottförloppet.

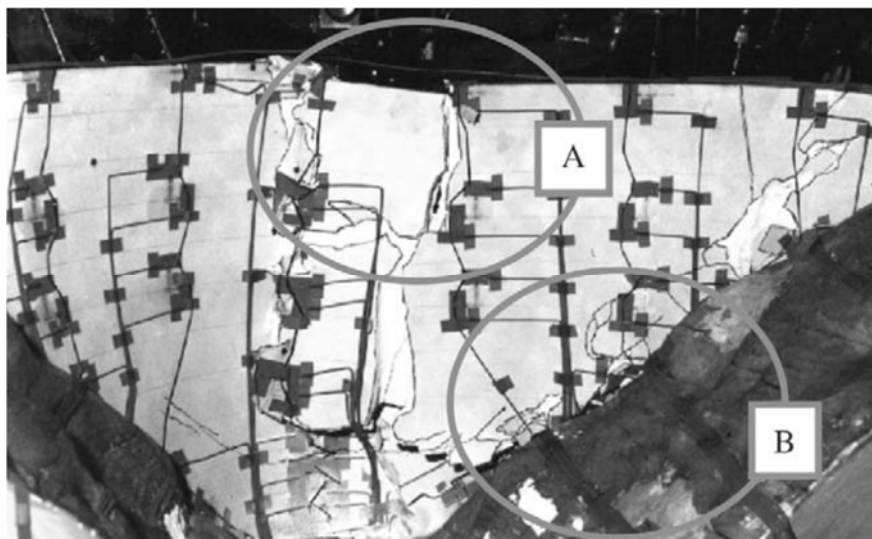


*Figur 34 Observerad spricka vid anslutning mellan damm och undergrund på Dagangshan valvdammen, från Nindl (1986) och Valentini & Hofstetter (2013).*



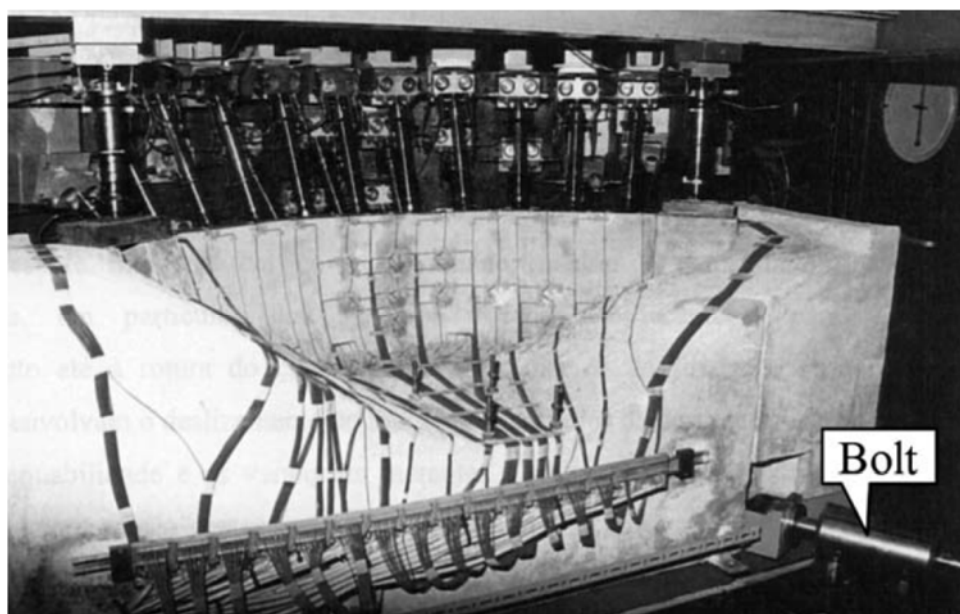
*Figur 35 Observerad brottmod på Zillergründl valvdammen, från Nindl (1986) och Valentini & Hofstetter (2013).*





*Figur 36 Observerad brottmod på Alto Lindoso valvdammen, från Oliviera & Faria (2006). Område A illustrerar krossningsbrott i valvdammen och område B illustrerar sprickor vid övergången mellan damm och undergrund.*

I det sista modellförsöket i Tabell 4 av Alqueva valvdammen så studerades istället inverkan av en förkastningszon som observerats i anslutning till dammen. I modellen antogs denna förkastning vara vertikal och gavs kontinuerligt en ökande horisontell förskjutning i uppströmsriktningen.

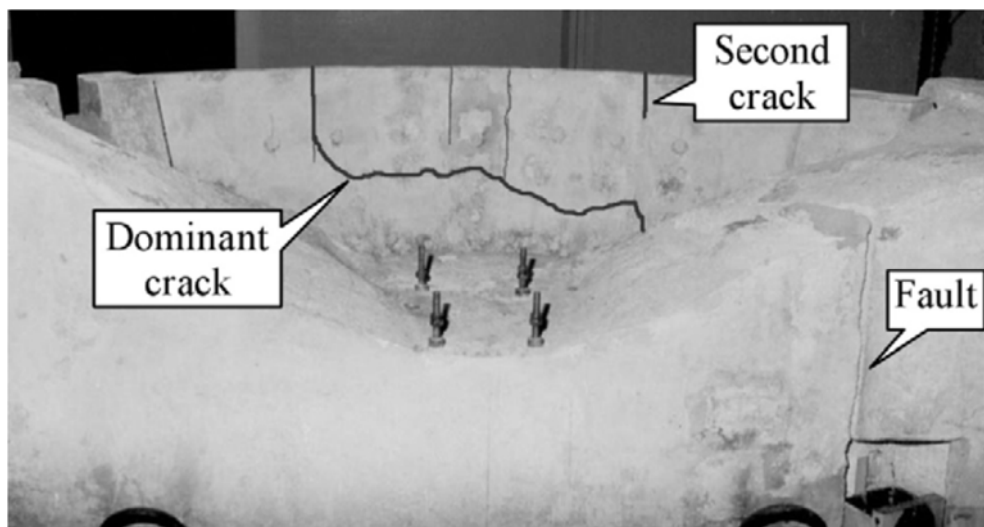


*Figur 37 Modell av Alqueva valvdamm, från Oliviera & Faria (2006).*

I försöket uppstår initialt en horisontell spricka som löper längs med övergången mellan valvdamm och undergrund från förkastningszonen i riktning mot motstående anfang. Efter en viss sprickpropagering så börjar denna spricka istället att propagera i vertikal riktning upp genom dammen. Denna



spricka följer därefter huvudspänningsriktningen i dammen och propagerar i lutande riktning över dammens nedströmsyta för att slutligen propagera vertikalt mot dammkrönet längsmed en dilatationsfog, se Figur 38. Denna spricka är illustrerad som "Dominant crack" i figuren och beror på kombination av drag och skjuvspänningar i valvdammen. Vid försöket uppstod brottet då en horisontell förskjutning motsvarande 0,3 m hade applicerats i förkastningszonen. Även i detta fall genomfördes jämförelser med numeriska beräkningar som med god noggrannhet lyckades beskriva brottförloppet.



Figur 38 Observerad brottmod på Alqueva valvdamm, från Oliviera & Faria (2006).

### 3.3.2 Hydrauliska

Flera fysiska modellförsök av dammbrott har undersökts från och med det andra världskriget och fokuserade huvudsakligen på betongdammar (ICOLD, 1998). Syfte var att studera flodvågen i dalgångar med komplexa geometrier som inte kunde simuleras med de vanligaste numeriska modellerna.

Resultat var i vissa fall beroende av de fysiska begränsningarna av sådana modeller (olika horisontell och vertikal skalor, längd av den modellerade sträckan).

I dagsläget finns bättre numeriska modeller som kan användas som alternativ till modellförsök med till exempel 2D- och 3D-modeller. Simuleringen av dammbrott vid Malpassetdammen (valvdamm) visade bra resultat jämfört med kalibreringsunderlag (Hervouet, 2000).

Modellförsök av ett dammbrott i betongdammar kan däremot vara aktuellt om detta inte bedöms kunna simulera tillräckligt noggrant numeriskt (bräschform, antal monoliter, komplext bräschförlopp mm.). Ett alternativt är att simulera en relativt kort sträcka för att sedan simulera flodvågens förlopp i nedströms dalgång med hjälp av en numerisk modell. Den stora ekonomiska kostnaden för ett modellförsök kan vara ett stort hinder.

---

## 4 Slutsatser

Historiska har många dammbrott uppstått under 1900-talets början och frekvensen har avtagit, men inte helt. Ur statistiken för dammbrott kan ses att det i många fall initierats av svagheter/brister med koppling till grundläggningen eller dammens kontakt med denna. Även brister i design och utförande är relativt vanligt. Brotten har oftast utvecklats som någon variant av glidbrott och få/inga rena stjälpbrott finns rapporterade. I de fall som är väl dokumenterade kan konstateras att brottet utvecklas relativt snabbt, men inte momentant. Förloppet kan utvecklas under 10-60 min och omfatta relativt stora delar av dammens längd. Det svenska antagandet om att ca. två monoliter går till brott får anses relativt lite och till skillnad från andra länder har vi i Sverige ingen anpassning till dammens längd (antalet monoliter). Generellt är dagens praxis i Sverige och utomlands inte flexibel och fångar inte upp variationerna i dammar emellan. Där man har tillstånd att vara flexibel, som t.ex. Frankrike, har man svårt att dokumentera val av parameter då dessa görs subjektivt.

Verktygen för strukturell numerisk modellering av brottförloppet finns att tillgå. Generellt verkar metoden med succesiv lastökning mest lovande. Vidare utveckling av metodiken för detta och framförallt valet av/simulering av randvillkor framförallt mot underlaget krävs för att skapa underlag till formulering av riktlinjer.

Flertalet metoder för att genomföra hydraulisk modellering av dammbrottets förlopp och konsekvens finns att tillgå. Valet av metod beror på syftet och önskad noggrannhet samt vilka indata som finns att tillgå. Generellt skulle sannolikhetsbaserad modellering ge en mer nyanserad bild av framförallt konsekvenserna nedströms. Internationellt verkar angreppssättet som FERC i USA skissar på i kombination med felmodsanalys enl. ANCOLD/NZCOLD kunna vara lovande.

---

## 5 Rekommendationer

Generellt bör ett ökat fokus på status och kunskap kring betongdammars grundläggningsförhållanden hållas. T.ex. kan RIDAS rekommendationer om instrumentering av betongdammar vara tydligare när det gäller övervakning av upptryck. Även vid genomförande av fördjupade dammsäkerhetsutvärderingar bör kunskap och kompetens om grundläggningen ges en större tyngd.

Stabilitetsdimensioneringen av betongdammar fokuserar på stabilitet mot såväl glidning som stjälpning. Den samlade erfarenheten pekar mot att stjälpbrott är extremt ovanliga och en vidare studie kring vilken säkerhetsnivå som är lämplig för stjälpning bör initieras. Parallella studier med t.ex. fokus på sannolikhetsbaserade stabilitetsberäkningar har indikerat liknande behov.

Vid dammbrottsberäkningar antas idag att brottet sker momentant, men historiken visar att förloppet är ca. 10-60 min och det bör utredas vilken skillnad det har för utvecklingen av ett flöde i samband med dammbrott. På samma sätt bör man överväga att anta att fler monoliter (t.ex. 3 st som NVE antar) går till brott och även inkludera en anpassning till dammens totala längd. Vidare studier på detta rekommenderas.

För att skapa riktlinjer för simulering av dammbrottets utveckling för betongdammar rekommenderas att vidare studier genomförs med lastökningskonceptet som bas och studier av lämpligaste sätt att modellera dammens anslutning mot berget.

För att öka kännedomen till vad en hydraulisk dammbrottsanalys med en kombinerad felmodsanalys och Monte Carlo-simulering skulle innebära i Sverige bör metoden tillämpas vid dammbrottmodellering av en större damm.

---

## 6 Referenser

- BFE.** (2014) *Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation – Partie B: Risque potentiel particulier comme critère d'assujettissement*. Bundesamt für Energie, Version 2.0. 2014-06-26.
- Chopra A.** (1994) *Earthquake analysis, design and safety evaluation of concrete arch dams*. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, pp 6763 – 6772.
- Douglas, K J.** (2002). *The Shear Strength of Rock Masses*. University of New South Wales.
- Fishman, Y. A.** (2008). *Features of shear failure of brittle materials and concrete structures on rock foundations*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 45(6), 976-992.
- Fishman, Y. A.** (2008). *Features of compressive failure of brittle materials*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 45(6), 993-998.
- Fishman, Y. A.** (2009). *Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46(6), 957-966.
- FERC.** (2014) *Engineering guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*. Federal Energy Regulatory Commission, Draft for Risk-Informed Decision Making -Dam Breach Analysis.
- Gustafsson A., Johansson, F., Krounis, A.** (2010) *Granfors Kraftverk – Analys av stödsnivåns bärförmåga i lamelldammen*. SWECO rapport. 2010-07-12.
- Gustafsson, A., Johansson, F., Rytters, K. & Stille, H.** (2008) *Betongdammars glidstabilitet – förslag på nya riktlinjer*. Elforsk Rapport 08:59.
- Hervouet, J-M.** (2000). *A high resolution 2D dam break model using parallelization*. Hydrological processes, Volume 14, Issue No. 13 (The TELEMAC Modelling System). September.
- ICOLD.** (1998) *Dam Break Flood Analysis – Review and Recommendations*. Bulletin nr 111.
- ICOLD.** (2012) *Dam Safety Management: Operational Phase of the Dam Life Cycle Committee on Dam Safety International Commission*. Bulletin 154.
- Ingraffea A.** (1990) *Case studies of simulation of fracture in concrete dams*. Engineering Fracture Mechanics. Vol (35 (1/2/3), pp 553 – 564.
- Lower Mississippi River Forecast Center.** (?) *Dam Breach Parameter Estimator and Dambreak Scenario Rules of Thumb used at LMRFC*.
- Malm R.** (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. KTH Royal Institute of Technology, TRITA-BKN 97.

- 
- Malm R., Ansell A.** (2011) *Cracking of Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation*. ACI Structural Journal, Vol 108 (1), pp 13 – 22.
- Malm R & Tornberg R.** (2014). *Analysis of potential failure modes of SFF / RSE*. SWECO rapport, projekt 2166193000. Presenterad delvis på SVC dagarna 2014-03-10: [http://www.elforsk.se/Global/SVC/SVC-dagarna%202014/Richard\\_Malm\\_SVC\\_dagarna\\_SFF\\_RSE\\_2014.pdf](http://www.elforsk.se/Global/SVC/SVC-dagarna%202014/Richard_Malm_SVC_dagarna_SFF_RSE_2014.pdf)
- NVE.** (2009) *Retningslinjer for dambruddsbølgeberegninger til § 2-4 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg*. Norges vassdrags- og energidirektorat. Utgave 3. Juni 2009.
- NW-IALAD.** (2006) *Integrity Assessment of Large Concret Dams*. European Commission project G1RT-CT-2002-05076. The project webpage ([www.nw-ialad.uibk.ac.at](http://www.nw-ialad.uibk.ac.at)) is no longer functioning, project description is found at [http://cordis.europa.eu/project/rcn/62813\\_en.html](http://cordis.europa.eu/project/rcn/62813_en.html)
- NWS.** (2003) *Dam Catalog and Dambreak Model – Users Guide*. Office of Hydrologic Development November 2003.
- NWS.** (1991) *The NWS Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model*. National Weather Service, December.
- Oliviera S., Faria R.** (2006) *Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams*. Engineering Structures, 28, pp. 1430 – 1439.
- Pan J., Feng Y., Jin F., Zhang C., Owen D.** (2014) *Comparison of different fracture modelling approaches to gravity dam failure*. International Journal for Computer-Aided Engineering and Software. Vol (31 (1), pp 18 – 32.
- Pilotti, M., Maranzoni, A., Tomirotti, M. & Valerio, G.** (2011). *1923 Gleno Dam Break: Case Study and Numerical Modeling*. Journal of Hydraulic Engineering, April, 480-492.
- Plizzari G.** (1998) *On the influence of uplift pressure in concrete gravity dams*. Engineering Fracture Mechanics Vol 59 (No 3), pp 253 – 267.
- Saouma V., Ayari M., Boggs H.** (1989) *Fracture Mechanics of Concrete Gravity Dams*. *Fracture of Concrete and Rock*, Springer, pp 311 – 333.
- Sundquist, K.J.** (1955) *Notes on the economy and safety of different types of concrete dams*, ICOLD Congress 6, Paris, Q17, Vol 2, 228 – 246.
- USBR.** (1998) *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, A literature Review and Needs Assessment*. US Bureau of Reclamation, Dam Safety Office. Report DSO-98-004. July 1998.
- USBR.** (2012) *Best Practices and Risk Methodology – Chapter 9: Consequences of Dam Failure*. November 2012. (<http://www.usbr.gov/ssle/damsafety/Risk/methodology.html>).
- USSD.** (2009). *Managing Our Water Retention Systems*, April.
- Valentini B., Hofstetter G.** (2013) *Review and enhancement of 3D concrete models for large-scale numerical simulations of concrete structures*. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 37, pp. 221 -246.
- Zagonjoli, M.** (2007) *Dam Break Modelling, Risk Assessment and Uncertainty Analysis for Flood Mitigation*.

---

**Zhang L., Liu Y.R., Yang Q.** (2015). *Evaluation of reinforcement and analysis of stability of a high-arch dam based on geomechanical model testing*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 28, pp 803-818.



# BETONGDAMMARS BROTTFÖRLOPP

Vid konsekvensklassificering av dammar och för beredskapsplanering är antaganden om brotthastighet och -utbredning i många fall avgörande.

I projektet görs en litteraturstudie för att kartlägga kunskapsläget om betongdammars brottförlopp och en analys görs med avseende på utvecklingspotential för att bättre kunna analysera brotthastighet och -utbredning. Studien föreslår fortsättningar och fördjupningar om t.ex. avancerad strukturell numerisk modellering av brottförlopp, känslighetsanalyser och grundläggningsförhållanden.

## Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. [www.energiforsk.se](http://www.energiforsk.se)



Energiforsk